

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA:

INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

TEMA:

**PROYECTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DE
ALCANTARILLADO DE LA COMUNIDAD SAN LUIS DE ICHISI, UBICADA
EN LA PARROQUIA TABACUNDO, CANTÓN PEDRO MONCAYO,
PROVINCIA DE PICHINCHA-ECUADOR**

AUTORES:

FREDY MARCELO SARANGO NARVAEZ

JESSICA ARACELY QUILUMBA TOAPANTA

TUTOR:

BYRON ANDRÉS HEREDIA HIDALGO

Quito, marzo de 2020

CESIÓN DE DERECHOS DE LOS AUTORES

Nosotros, Fredy Marcelo Sarango Narvaez con documento de identificación N° 1723725824 y Jessica Aracely Quilumba Toapanta con documento de identificación N° 1720805413, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: PROYECTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DE ALCANTARILLADO DE LA COMUNIDAD SAN LUIS DE ICHISI, UBICADA EN LA PARROQUIA TABACUNDO, CANTÓN PEDRO MONCAYO, PROVINCIA DE PICHINCHA-ECUADOR; mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: **Ingenieros Civiles**, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



Fredy Marcelo Sarango Narvaez
C.I. 1723725824
Quito, marzo de 2020.



Jessica Aracely Quilumba Toapanta
C.I. 1720805413

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, “PROYECTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DE ALCANTARILLADO DE LA COMUNIDAD SAN LUIS DE ICHISI, UBICADA EN LA PARROQUIA TABACUNDO, CANTÓN PEDRO MONCAYO, PROVINCIA DE PICHINCHA-ECUADOR”, realizado por los estudiantes Fredy Marcelo Sarango Narvaez y Jessica Aracely Quilumba Toapanta, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, marzo de 2020.



Byron Andrés Heredia Hidalgo
CI 1719147066

Dedicatoria

El presente trabajo dedico a mis padres Amable y María, por el apoyo incondicional que me brindaron durante toda mi carrera, y por poderme guiar al camino correcto.

A mis hermanos Marco y Edgar, que en todo momento estuvieron brindándome su apoyo en todo momento.

A mi sobrino José David quien es el principal motivo para seguir adelante.

Fredy Marcelo Sarango Narvaez

Agradecimientos

A Dios por darme la fortaleza de cumplir mi sueño y poder superar los obstáculos de la vida.

Al ingeniero Byron Heredia quien fue mi guía para realizar este trabajo.

Fredy Marcelo Sarango Narvaez

Dedicatoria

A ti...

Jessica Aracely Quilumba Toapanta

Agradecimientos

A mi madre Martha por ser una mujer fuerte y enseñarme a nunca rendirme, brindarme su amor de forma incondicional y por su apoyo para cumplir mis sueños. Gracias por todo madre mía.

Al primer hombre de mi vida, mi padre Luis por su amor infinito que me ha enseñado a luchar por mis metas, por ser aquel hombre que siempre va a estar a mi lado consintiéndome de una u otra manera. Gracias por todo padre mío.

Al segundo hombre de mi vida, mi hermano Luis Adolfo por cuidarme siempre, porque de él he aprendido muchas cosas y porque para mí tu eres el mejor hombre y sobre todo por el amor que me ha brindado.

Al tercer hombre de mi vida, Daniel aquel hombre que ha estado conmigo en la buenas, en las malas y hasta en los peores momentos, por apoyarme siempre que lo he necesitado, por brindarme su cariño y amor.

Al cuarto y último hombre que llego a mi vida, mi sobrino Sebastián que con su sonrisa y sus locuras llego alegrar más mi vida, porque desde que llegaste a mi vida eres una motivación para no rendirme y cumplir con esta meta.

A mis abuelitos, tíos y primos por su apoyo de una u otra manera.

A mis amigas y amigos quienes me han acompañado en toda la etapa de la carrera universitaria, a mi compañero de tesis Marcelo por su apoyo para poder cumplir con este trabajo, a mis compañeritos y Diego por la ayuda brindada.

Al ingeniero Byron Heredia por compartir sus conocimientos para lograr este objetivo.

Jessica Aracely Quilumba Toapanta

INDICE DE CONTENIDOS

| | |
|---|----------|
| CAPÍTULO 1 | 1 |
| GENERALIDADES | 1 |
| 1.1 Introducción | 1 |
| 1.2 Objetivos y Alcance | 1 |
| 1.2.1 Objetivo general. | 1 |
| 1.2.2 Objetivos específicos. | 1 |
| 1.2.3 Alcance. | 2 |
| 1.3 Antecedentes | 2 |
| 1.4 Aspectos físicos | 2 |
| 1.4.1 Ubicación geográfica. | 2 |
| 1.4.2 Área de estudio. | 4 |
| 1.4.3 Distribución general de uso del suelo. | 4 |
| 1.4.4 Tipo de suelo. | 5 |
| 1.4.5 Topografía y relieve. | 5 |
| 1.4.6 Infraestructura y servicios. | 6 |
| 1.5 Aspectos naturales | 6 |
| 1.5.1 Características climáticas. | 6 |
| 1.5.2 Recursos hídricos. | 16 |
| 1.6 Estudio geotécnico | 18 |
| 1.6.1 Geología. | 18 |
| 1.7 Descripción de la situación actual | 19 |

| | | |
|------------------------------|--|-----------|
| 1.7.1 | Población..... | 19 |
| 1.7.2 | Educación..... | 21 |
| 1.7.3 | Salud..... | 23 |
| 1.7.4 | Aspecto económico..... | 24 |
| 1.7.5 | Línea base..... | 26 |
| CAPÍTULO 2..... | | 27 |
| BASES DE DISEÑO | | 27 |
| 2.1 | Sistema de distribución de agua potable | 27 |
| 2.1.1 | Sistema a diseñarse..... | 27 |
| 2.1.2 | Parámetros de diseño..... | 27 |
| 2.1.3 | Diagnóstico del sistema de abastecimiento existente..... | 41 |
| 2.1.4 | Acometidas..... | 43 |
| 2.1.5 | Trazado de la red de agua potable..... | 44 |
| 2.1.6 | Calidad del agua..... | 44 |
| 2.2 | Sistema de alcantarillado..... | 45 |
| 2.2.1 | Alternativas de diseño..... | 45 |
| 2.2.2 | Parámetros de diseño..... | 46 |
| 2.2.3 | Periodo de diseño | 47 |
| 2.2.4 | Población futura | 47 |
| 2.2.5 | Densidad poblacional | 48 |
| 2.2.6 | Dotaciones..... | 48 |
| 2.2.7 | Contribución de aguas residuales..... | 49 |
| 2.2.8 | Caudal sanitario de diseño | 54 |

| | | |
|--------------------------------|--|------------|
| 2.2.9 | Caudal Pluvial de diseño | 56 |
| 2.2.10 | Caudal combinado | 64 |
| CAPÍTULO 3..... | | 68 |
| CÁLCULOS Y DISEÑO..... | | 68 |
| 3.1 | Sistema de distribución de agua potable | 68 |
| 3.1.1 | Descripción de la red de distribución..... | 68 |
| 3.1.2 | Consideraciones en la red de distribución..... | 68 |
| 3.1.3 | Distribución de gastos en los nudos..... | 69 |
| 3.1.4 | Determinación de diámetros y cálculos de presiones. | 71 |
| 3.1.5 | Determinación de pérdidas de carga. | 72 |
| 3.1.6 | Diseño de la red de distribución..... | 74 |
| 3.1.7 | Cálculo de la red mediante software. | 82 |
| 3.2 | Sistema de alcantarillado combinado | 89 |
| 3.2.1 | Descripción del sistema..... | 89 |
| 3.2.2 | Consideraciones de diseño. | 89 |
| 3.2.3 | Diseño hidráulico del sistema de alcantarillado combinado | 91 |
| 3.2.4 | Dimensionamiento de la sección y profundidad de los conductos. | 99 |
| 3.2.5 | Diseño de Estructuras hidráulicas como colector y pozos de salto... .. | 100 |
| 3.2.6 | Disposición del Caudal de Descarga..... | 114 |
| 3.2.7 | Diseño de la planta de tratamiento en la descarga final del colector. | 131 |
| CAPÍTULO 4..... | | 151 |
| IMPACTO AMBIENTAL | | 151 |
| 4.1 | Generalidades | 151 |

| | | |
|--|---|------------|
| 4.2 | Impactos positivos..... | 151 |
| 4.3 | Impactos negativos..... | 152 |
| 4.4 | Matriz de Leopold | 152 |
| 4.5 | Medidas de mitigación | 161 |
| CAPÍTULO 5..... | | 163 |
| PRESUPUESTO Y CRONOGRAMAS | | 163 |
| 5.1 | Presupuestos referenciales | 163 |
| 5.1.1 | Presupuesto referencial de agua potable | 163 |
| 5.1.2 | Presupuesto referencial de alcantarillado combinado | 163 |
| 5.2 | Cronogramas | 163 |
| 5.2.1 | Cronograma agua potable | 164 |
| 5.2.2 | Cronograma alcantarillado combinado | 164 |
| CAPÍTULO 6..... | | 165 |
| ANÁLISIS ECONÓMICO Y FINANCIERO | | 165 |
| 6.1 | Introducción | 165 |
| 6.2 | Viabilidad económica..... | 165 |
| 6.3 | Viabilidad financiera..... | 165 |
| 6.4 | Indicadores económicos | 165 |
| 6.4.1 | Valor actual neto (VAN)..... | 165 |
| 6.4.2 | Tasa interna de retorno (TIR)..... | 166 |
| 6.4.3 | Relación beneficio – costo | 166 |
| 6.5 | Inversión del proyecto..... | 167 |
| 6.6 | Egresos por operación y mantenimiento | 167 |

| | | |
|---|-----------------------------|------------|
| 6.7 | Ingresos del proyecto | 170 |
| 6.8 | Beneficios valorados | 172 |
| 6.9 | Flujo de caja | 173 |
| CAPÍTULO 7 | | 176 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | | 176 |
| 7.1 | Conclusiones | 176 |
| 7.2 | Recomendaciones..... | 178 |
| 7.3 | Bibliografía | 179 |
| 7.4 | ANEXOS | 181 |

INDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1: Ubicación geográfica, comunidad San Luis de Ichisi..... | 4 |
| Tabla 2: Distribución de usos de suelos para la comunidad San Luis de Ichisi..... | 4 |
| Tabla 3: Ubicación geográfica GPS, comunidad San Luis de Ichisi | 5 |
| Tabla 4: Tipos de clima del Cantón Pedro Moncayo | 7 |
| Tabla 5: Temperatura media para la Estación Tomalón - Tabacundo | 8 |
| Tabla 6: Precipitaciones medias de la estación Tomalón – Tabacundo..... | 9 |
| Tabla 7: Velocidad de viento (km/h) de la Estación Tomalón - Tabacundo | 10 |
| Tabla 8: Evaporación Media (mm) de la Estación Tomalón - Tabacundo | 12 |
| Tabla 9: Humedad Relativa (%) de la Estación Tomalón - Tabacundo..... | 13 |
| Tabla 10: Nubosidad (Octas) de la Estación Tomalón - Tabacundo | 14 |
| Tabla 11: Heliofanía (horas) de la Estación Tomalón - Tabacundo | 16 |
| Tabla 12: Distribución de la superficie de la microcuenca y su uso | 18 |
| Tabla 13: Población según Censo 2010 (INEC) | 20 |
| Tabla 14: Comunidades y barrios de la Parroquia de Tabacundo..... | 20 |
| Tabla 15: Comunidades de Tabacundo y su porcentaje de población | 21 |
| Tabla 16: Centros educativos de la parroquia Tabacundo | 22 |
| Tabla 17: Matriz de Línea Base | 26 |
| Tabla 18: Vida útil sugerida para los elementos de un sistema de agua potable | 28 |
| Tabla 19: Población referencial del Cantón Pedro Moncayo..... | 29 |
| Tabla 20: Proyección poblacional referencial del Cantón Pedro Moncayo | 30 |
| Tabla 21: Población potencial actual de la parroquia Tabacundo..... | 31 |
| Tabla 22: Proyección poblacional potencial de la parroquia Tabacundo | 32 |

| | |
|---|----|
| Tabla 23: Tasa de crecimiento poblacional..... | 33 |
| Tabla 24: Consumo mensual de agua de la comunidad San Luis de Ichisi | 35 |
| Tabla 25: Dotación media futura..... | 37 |
| Tabla 26: Dotación de agua contra incendios | 38 |
| Tabla 27: Caudales de diseño para elementos de un sistema de agua potable..... | 40 |
| Tabla 28: Dotaciones medias futuras en base al clima y número de habitantes | 49 |
| Tabla 29: Coeficiente de retorno de aguas servidas domesticas | 50 |
| Tabla 30: Coeficiente de simultaneidad para diferentes autores..... | 51 |
| Tabla 31: Contribución industrial | 52 |
| Tabla 32: Contribución Institucional mínima en zonas residenciales..... | 53 |
| Tabla 33: Caudales de infiltración | 54 |
| Tabla 34: Periodos de retorno | 57 |
| Tabla 35: Coeficientes de escurrimiento..... | 58 |
| Tabla 36: Ecuaciones IDF para la Estación Tabacundo H Mojanda | 59 |
| Tabla 37: Velocidades de acuerdo con el tipo de material..... | 63 |
| Tabla 38: Datos para el diseño de agua potable para 25 años..... | 70 |
| Tabla 39: Distribución de caudales de demanda en los nodos para 25 años..... | 70 |
| Tabla 40: Datos para el diseño de agua potable para 15 años..... | 71 |
| Tabla 41: Distribución de caudales de demanda en los nodos para 15 años..... | 71 |
| Tabla 42: Especificaciones para presiones de trabajo de tuberías de PVC..... | 72 |
| Tabla 43: Valores del coeficiente de pérdidas de carga..... | 74 |
| Tabla 44: Variaciones horarias en un día..... | 75 |
| Tabla 45: Variación de volumen de consumo..... | 77 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 46: Elevaciones de tanque de almacenamiento proyectado | 80 |
| Tabla 47: Elevaciones de tanque de almacenamiento actual | 80 |
| Tabla 48: Resultados hidráulico en los nodos, a las 01:00 horas en un periodo de 15 años. | 83 |
| Tabla 49: Resultados de velocidades en las tuberías, a las 01:00 horas en un periodo de 15 años. | 84 |
| Tabla 50: Resultados hidráulico en los nodos, a las 18:00 horas en un periodo de 15 años. | 84 |
| Tabla 51: Resultados de velocidades en las tuberías, a las 18:00 horas en un periodo de 15 años. | 85 |
| Tabla 52: Resultados hidráulico en los nodos, a las 01:00 horas en un periodo de 25 años. | 86 |
| Tabla 53: Velocidad en tuberías en periodo 25 años a las 01:00 horas | 86 |
| Tabla 54: Resultados hidráulico en los nodos, a las 18:00 horas en un periodo de 25 años. | 87 |
| Tabla 55: Resultados de velocidades en las tuberías, a las 01:00 horas en un periodo de 25 años. | 88 |
| Tabla 56: Detalle de la hoja de cálculo alcantarillado combinado..... | 92 |
| Tabla 57: Tipos de Pozos según la EMAAP-Q..... | 100 |
| Tabla 58: Pozos de salto..... | 100 |
| Tabla 59: Dimesiones de los colectores | 103 |
| Tabla 60: Diemensiones para el canal sanitario | 106 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 61: Constante K y dimensiones mínimas para cada parámetro geométrico de las bandejas..... | 107 |
| Tabla 62: Dimensiones para el Pozo 35..... | 111 |
| Tabla 63: Dimensiones para el Pozo 106..... | 112 |
| Tabla 64: Dimensiones para el Pozo 107..... | 113 |
| Tabla 65: Calados para diferentes bases para el canal de transición..... | 118 |
| Tabla 66: Dimensiones para la geometría del flujo en un vertedero de caída recta..... | 122 |
| Tabla 67: Resultados a la salida del talud | 123 |
| Tabla 68: Resultado para los escalones hacia la descarga con una $h=0,3\text{m}$ | 129 |
| Tabla 69: Resultado para los escalones hacia la descarga con una $h=0,4\text{m}$ | 129 |
| Tabla 70: Resultado para los escalones hacia la descarga con una $h=0,5\text{m}$ | 130 |
| Tabla 71: Dimensiones para colector hacia la planta de tratamiento..... | 131 |
| Tabla 72: Principales procesos de tratamiento biológico..... | 133 |
| Tabla 73: Tiempo de retención | 134 |
| Tabla 74: Característica de aguas residuales domésticas típicas | 135 |
| Tabla 75: Dosificación de cloro para agua servidas..... | 135 |
| Tabla 76: Límites de descarga en el sistema de alcantarillado público | 136 |
| Tabla 77: Características de rejillas de barras..... | 138 |
| Tabla 78: Características para el diseño de la rejilla..... | 139 |
| Tabla 79: Reactor anaerobio | 149 |
| Tabla 80: Tanque de desinfección..... | 150 |
| Tabla 81: Acciones para cada etapa | 153 |
| Tabla 82: Factores ambientales..... | 154 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 83: Matriz de interrelación Acción – Factores ambientales..... | 155 |
| Tabla 84: Valoración de la magnitud del impacto | 156 |
| Tabla 85: Valoración de la importancia del impacto | 157 |
| Tabla 86: Matriz de Leopold para la etapa de construcción | 158 |
| Tabla 87: Matriz de Leopold para la etapa de operación y mantenimiento | 159 |
| Tabla 88: Matriz de Leopold para la etapa de cierre..... | 160 |
| Tabla 89: Impactos positivos y negativos para cada etapa | 161 |
| Tabla 90: Detalle de equipo de protección..... | 167 |
| Tabla 91: Herramientas para mantenimiento | 168 |
| Tabla 92: Materiales para operación y mantenimiento | 168 |
| Tabla 93: Personal para operación y mantenimiento | 168 |
| Tabla 94: Costos por operación y mantenimiento en el primer año | 169 |
| Tabla 95: Costo por operación y mantenimiento | 169 |
| Tabla 96: Ingreso por ventas del servicio del proyecto..... | 171 |
| Tabla 97: Beneficios valorados de acuerdo con los gastos médicos..... | 173 |
| Tabla 98: Flujo de caja..... | 174 |
| Tabla 99: Indicadores económicos..... | 175 |

INDICE DE FIGURA

| | |
|---|----|
| Figura 1: Ubicación, comunidad San Luis de Ichisi | 3 |
| Figura 2: Temperatura media °C de la estación Tomalón – Tabacundo | 9 |
| Figura 3: Precipitaciones mensuales de la estación Tomalón – Tabacundo | 10 |
| Figura 4: Velocidad de viento (km/h) de la estación Tomalón – Tabacundo | 11 |
| Figura 5: Evaporación media (mm) de la estación Tomalón – Tabacundo | 12 |
| Figura 6: Humedad Relativa (%) de la estación Tomalón – Tabacundo | 14 |
| Figura 7: Nubosidad (Octas) de la estación Tomalón – Tabacundo | 15 |
| Figura 8: Heliofanía (horas) de la estación Tomalón – Tabacundo | 16 |
| Figura 9: Microcuenca del Río Pisque | 17 |
| Figura 10: Superficie y uso del suelo de la microcuenca del río Pisque | 18 |
| Figura 11: CIVB's "Nueva Esperanza", | 22 |
| Figura 12: Centro de salud Tabacundo | 23 |
| Figura 13: Centro de salud B Tabacundo | 24 |
| Figura 14: Distribución de la población económicamente activa | 25 |
| Figura 15: Florícola de la comunidad | 25 |
| Figura 16: Comportamiento del consumo mensual de agua potable | 35 |
| Figura 17: Tanque de almacenamiento | 42 |
| Figura 18: Tubería de ingreso al tanque de almacenamiento | 42 |
| Figura 19: Tubería de salida del tanque de almacenamiento | 43 |
| Figura 20: Acometida de agua | 44 |
| Figura 21: Mapa de intensidades Máximas en 24 horas para un TR=10 años | 60 |
| Figura 22: Relación de caudales de diseño | 66 |

| | |
|--|-----|
| Figura 23: Ábaco elementos hidráulicos para sección circular..... | 67 |
| Figura 24: Curva de consumo en un día, en base a encuesta realizada a la comunidad. | 76 |
| Figura 25: Variaciones de consumo | 79 |
| Figura 26: Alturas de tanque de almacenamiento actual y proyectado..... | 79 |
| Figura 27: Áreas de aportación para cada nodo | 81 |
| Figura 28: Caudal de demanda en los nodos..... | 82 |
| Figura 29: Ubicación del los pozos del ejemplo | 93 |
| Figura 30: Dimensiones del colector..... | 102 |
| Figura 31: Dimensiones para el Colector A..... | 104 |
| Figura 32: Dimensiones para el Colector B | 104 |
| Figura 33: Dimensiones para el Colector C | 105 |
| Figura 34: Dimensiones del canal sanitario | 106 |
| Figura 35: Geometría de la las bandejas | 108 |
| Figura 36: Variables de la geometría recomendada en elevación de los pozos de bandeja | 110 |
| Figura 37: Dimensiones de las bandejas y en elevación del Pozo 34 | 111 |
| Figura 38: Dimensiones de las bandejas y en elevación del Pozo 106 | 112 |
| Figura 39: Dimensiones de las bandejas y en elevación del Pozo 107 | 114 |
| Figura 40: Diagrama del colector y el canal sanitario..... | 115 |
| Figura 41: Diagrama del sistema..... | 116 |
| Figura 42: Cortes transversales. | 116 |
| Figura 44: Canal de transición | 117 |
| Figura 46: Talud de descarga para el caudal pluvial..... | 119 |

| | |
|--|-----|
| Figura 45: Muro de gaviones para la descarga pluvial | 119 |
| Figura 46: Muros de gavión vista frontal | 120 |
| Figura 47: Geometría del flujo en un vertedero de caída recta | 121 |
| Figura 48: Vertederos en el tramos del pozo 106 hasta la salida del flujo..... | 122 |
| Figura 49: Talud por el cual se va a la planta de tratamiento | 123 |
| Figura 50: Esquema de una estructura de caída. | 124 |
| Figura 51: Condiciones de flujo en canal escalonado | 125 |
| Figura 52: Diagrama del talud de descarga..... | 128 |
| Figura 53: Dimensiones cuando $h=0,3\text{m}$ | 129 |
| Figura 54: Dimensiones cuando $h=0,4\text{m}$ | 130 |
| Figura 55: Dimensiones cuando $h=0,5\text{m}$ | 130 |
| Figura 56: Forma de calificación | 156 |

Resumen

Este proyecto está orientado al diseño del sistema de agua potable y sistema de alcantarillado para la comunidad San Luis de Ichisi, ubicado en el cantón Pedro Moncayo, parroquia de Tabacundo. Esta comunidad no cuenta con servicio de alcantarillado y con respecto al servicio de agua potable su red de distribución atraviesa los predios.

El diseño de la red de agua potable y alcantarillado está realizado bajo normas y especificaciones vigentes en el país, logrando sistemas eficientes que permiten mejorar la calidad de vida y cuidado del medio ambiente. Para este proyecto se estimó la población futura beneficiaria por medio de dos métodos.

El período de diseño para el sistema agua potable es de 25 años, y el período de diseño para el sistema de alcantarillado es de 30 años.

El sistema de agua potable es una red de distribución cerrada que trabajará a gravedad y sigue los lineamientos de las calles de la comunidad.

Debido a su topografía el sistema de alcantarillado es combinado, el cual recogerá aguas servidas y aguas pluviales, y las descargas de agua tratada serán hacia la quebrada de Cananvalle.

De acuerdo con el análisis económico y financiero se obtuvieron los parámetros VAN, TIR y beneficio/costo los cuales son valores favorables para la ejecución de este proyecto.

Abstract

This project is oriented to the design of the potable water system and sewage system for the San Luis de Ichisi community, located in the Pedro Moncayo canton, parish of Tabacundo. This community does not have a sewerage system and the potable water service is a distribution network that crosses properties.

The systems of the potable water and sewerage network was design under standards and specifications of the country, achieving efficient systems that improve the quality of life and care of the environment. For this project, the future population was estimated through two methods.

The design period for the potable water system is 25 years, and the design period for the sewer system is 30 years.

The potable water system is a closed distribution network that will work by force of gravity and follows the guidelines of the community streets.

Due to its topography, the sewage system is combined, which will collect sewage and rainwater, and treated water discharges will be at the Cananvalle ravine.

The parameters VAN, TIR and benefit / cost were obtained by the economic and financial analysis, which are favorable values for the execution of this project.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 Introducción

Este proyecto técnico de titulación está orientado al diseño de los sistemas de agua potable y alcantarillado para la comunidad San Luis de Ichisi, ubicado en la parroquia de Tabacundo, cantón Pedro Moncayo, provincia de Pichincha.

Debido al incremento poblacional y al no contar con los sistemas adecuados anteriormente mencionados, dicha comunidad se ve encaminada a obtener estos sistemas, para así poder mejorar la calidad de vida y del medio ambiente.

Para poder dar una solución técnica y eficiente a los sistemas anteriormente señalados que la comunidad no dispone, se realiza un análisis y estudio de ambos sistemas que cumplan con normas y especificaciones vigentes.

1.2 Objetivos y Alcance

1.2.1 Objetivo general.

Realizar el diseño de los sistemas de agua potable, alcantarillado combinado, así como estructuras de separación de caudales y descarga para la Comunidad San Luis de Ichisi.

1.2.2 Objetivos específicos.

- Recopilar información existente, del gobierno descentralizado de Tabacundo y cartas topográficas proporcionadas por el instituto geográfico militar (IGM).
- Evaluar el sistema de agua potable para la obtención de datos y cálculo del caudal de diseño.

- Realizar el prediseño de la red de abastecimiento de agua potable, en base a la topografía del terreno e información disponible.
- Realizar el prediseño de la red de alcantarillado, en base a la topografía del terreno e información disponible.
- Calcular caudales de diseño sanitario y de aguas lluvias.
- Realizar el prediseño de la planta de tratamiento de las aguas residuales domesticas antes de la descarga final.
- Determinar un presupuesto referencial del prediseño de la red abastecimiento de agua potable y red de alcantarillado.

1.2.3 Alcance.

Este proyecto de titulación tiene como finalidad el diseño de los sistemas de agua potable y alcantarillado encaminado a cumplir con normas y especificaciones vigentes, que sean eficientes para cumplir las demandas de los usuarios de la comunidad y también que sean amigable con el medio ambiente.

1.3 Antecedentes

Este trabajo de titulación se relaciona directamente con el diseño de agua potable y alcantarillado para la comunidad San Luis de Ichisi, ubicado en la parroquia de Tabacundo, cantón Pedro Moncayo, provincia de Pichincha,

Ya que con estos diseños obtenidos se puede dar una mejora a la comunidad y al medio ambiente.

1.4 Aspectos físicos

1.4.1 Ubicación geográfica.

La comunidad San Luis de Ichisi se encuentra ubicado en la parroquia de Tabacundo, cantón Pedro Moncayo, provincia de Pichincha, se encuentra delimitada de la siguiente manera:

Norte: provincia de Imbabura

Sur: cantón Cayambe

Este: parroquia de Tupigachi

Oeste: parroquia Esperanza

En la Figura 1 se puede observar la ubicación de la comunidad.



Figura 1: Ubicación, comunidad San Luis de Ichisi
Fuente: Google Earth.

En la Tabla 1 se presenta las coordenadas geográfica y UTM de la comunidad.

Tabla 1: Ubicación geográfica, comunidad San Luis de Ichisi

| COORDENADAS GEOGRÁFICAS | | | |
|--------------------------------|-----------------|----------------|--------------|
| PUNTO | LONGITUD | LATITUD | COTA |
| Inicio | 78°12'9.33"O | 0°2'26.39"N | 2738 m.s.n.m |
| Final | 78°11'59.57"O | 0°1'24.48"N | 2833 m.s.n.m |
| COORDENADAS UTM | | | |
| PUNTO | NORTE | ESTE | COTA |
| Inicio | 4500.00 m | 811406.00 m | 2738 m.s.n.m |
| Final | 2597.00 m | 811708.00 m | 2833 m.s.n.m |

Fuente: Google Earth.

1.4.2 Área de estudio.

El área total de proyecto es aproximadamente 85 hectáreas, conformado por predios y áreas ecológicas.

Mediante el levantamiento topográfico realizado y con información proporcionada por los habitantes de la comunidad se pudo obtener cada una de las áreas de los predios, para posteriormente determinar cada una de las aportaciones para el diseño de agua potable y alcantarillado.

Se pudo constatar que la comunidad está comprendida por áreas residenciales, industriales y ecológicas.

1.4.3 Distribución general de uso del suelo.

El área de la comunidad san Luis de Ichisi se encuentra distribuida por diferentes usos y ocupaciones de suelos que a continuación se detalla en la Tabla 2:

Tabla 2: Distribución de usos de suelos para la comunidad San Luis de Ichisi

| DESCRIPCIÓN | ÁREA (M2) |
|--------------------|------------------|
| Área de lotes | 799473,07 |
| Área comunal | 2112,52 |
| Área vial | 64517,95 |
| ÁREA TOTAL | 866103,54 |

Fuente: levantamiento topográfico

Elaborado por: Autores

1.4.4 Tipo de suelo.

En base a información proporcionada del plan de ordenamiento territorial de Tabacundo, esta parroquia cuenta con una superficie de 72,64 km².

La comunidad está dedicada a actividades agropecuarias e industriales, en la gran mayoría el suelo está ocupado por florícolas, que al no tener una adecuada manipulación o tratamiento de los residuos están ocasionando contaminación al medio ambiente.

Las edificaciones se encuentran distribuidas dispersamente a lo largo de la comunidad.

El tipo de suelo que se encuentran en su gran mayoría es la cangahua que es proveniente de erupciones volcánicas. Este tipo de suelo están conformada por baja materia orgánica.

1.4.5 Topografía y relieve.

Debido a que la comunidad no poseía una topografía, se procedió a realizar el levantamiento topográfico georreferenciado, donde se colocó cuatro estaciones GPS, a continuación, en la Tabla 3 se detalla las coordenadas de cada una.

Tabla 3: Ubicación geográfica GPS, comunidad San Luis de Ichisi

| GPS | COORDENADAS | |
|-----|-------------|-----------|
| | ESTE (X) | NORTE (Y) |
| 1 | 8811401,36 | 4489,789 |
| 2 | 811405,22 | 4284,371 |
| 3 | 811384,575 | 3067,907 |
| 4 | 811391,516 | 2817,631 |

Fuente: levantamiento topográfico

Elaborado por: Autores

Mediante información del levantamiento topográfico se pudo obtener que la pendiente del área de estudio se encuentra entre 1-5 %, por lo que es un terreno plano o casi plano.

1.4.6 Infraestructura y servicios.

La comunidad San Luis de Ichisi no cuenta con el servicio de alcantarillado, ellos evacuan las aguas servidas a pozos sépticos.

Con respecto al agua potable ellos se abastecen mediante un tanque de almacenamiento que se encuentra construido dentro del área de la comunidad, por lo que tiene inconvenientes debido a que las tuberías pasan por medio de los predios, por lo que solicitan que dicha tubería pase por la vía para no tener inconvenientes entre los moradores.

Esta comunidad también posee un reservorio solo para agua de riego, ya que se dedican la gran parte a la industria florícola y un poco agrícola.

1.5 Aspectos naturales

1.5.1 Características climáticas.

En el Cantón Pedro Moncayo se puede encontrar 7 tipos de clima, el Ecuatorial Mesotérmico Seco es el que predomina con más de la mitad de la superficie de su territorio. Gracias a esta variedad de climas ayuda a las diferentes actividades económicas y ambientales que favorecen a la sociedad y a la naturaleza. (PDOT-T, 2011, pág. 46)

En la Tabla 4 se presenta el clima del Cantón Pedro Moncayo:

Tabla 4: Tipos de clima del Cantón Pedro Moncayo

| TIPO CLIMA | TEMPERATURA (grados C°) | PRECIPITACIÓN msnm | SUPERFICIE (ha) | % |
|--|------------------------------------|-------------------------------|----------------------------|----------|
| ECUATOR FRIOHUMEDO | 8 - 12 | > 1000 | 3496 | 10.91 |
| ECUATORIAL FRIO SEMI- HÚMEDO | 8 - 12 | 500 - 1000 | 4174 | 13.03 |
| ECUATORIAL MESOTÉRMICO HÚMEDO | 12 -20 | 1000 - 2000 | 1686 | 5.26 |
| ECUATORIAL MESOTÉRMICO SECO | 12 - 19 | < 500 | 2218 | 6.92 |
| ECUATORIAL MESOTÉRMICO SEMI-HÚMEDO | 12 - 18 | 500 - 1000 | 17781 | 55.50 |
| ECUATORIAL DE ALTA MONTAÑA | 4 - 18 | > 500 | 2619 | 8.18 |
| TEMPLADO SECO | 18 - 22 | < 500 | 62 | 0.19 |
| TOTAL, CANTONAL | | | 32036 | 100 |

Fuente: SIGAGRO, Ministerio de Agricultura y Ganadería

Elaborado por: Autores

En la parroquia de Tabacundo el tipo de clima que predomina es el mesotérmico semi-húmedo, el cual se localiza entre las altitudes de 2200 a 3050 m.s.n.m. aproximadamente.

Para el análisis de los diferentes parámetros meteorológicos como son: temperatura, precipitación, viento, evaporación, se basa en los datos proporcionados por los anuarios del INAMHI de acuerdo con la estación meteorológica más cercana al proyecto la cual es Tomalón – Tabacundo que se encuentra aproximadamente 4 km del proyecto.

1.5.1.1 Temperatura.

De acuerdo con los registros obtenidos de la estación meteorológica Tomalón - Tabacundo, se observa que la temperatura más alta es de 16,6 °C en el mes de febrero del año 2010, una temperatura baja de 13,2°C en el mes de diciembre del año 2007 y una temperatura media anual de 14,7°C; lo cual se puede apreciar en la Tabla 5:

Tabla 5: Temperatura media para la Estación Tomalón - Tabacundo

| Año | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Agus | Sep. | Oct | Nov | Dic | Media Anual |
|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|--------------------|
| 2000 | 13,5 | 13,5 | 13,5 | 13,9 | 13,9 | 14,1 | 14,4 | 14,9 | 13,8 | 15,6 | 14,5 | 14,5 | 14,2 |
| 2001 | 13,8 | 14,8 | 14,3 | 14,9 | 14,9 | 15,1 | 15,1 | 16,0 | 14,6 | 16,3 | 14,9 | 15,3 | 15,0 |
| 2002 | 15,6 | 15,0 | 15,0 | 14,4 | 15,7 | 15,0 | 15,6 | 15,5 | 15,1 | 15,3 | 14,6 | 14,8 | 15,1 |
| 2003 | 15,2 | 15,4 | 14,4 | 14,8 | 14,8 | 14,3 | 15,1 | 15,7 | 15,0 | 14,5 | 14,5 | 14,5 | 14,8 |
| 2004 | 14,7 | 14,3 | 15,8 | 14,8 | 14,9 | 15,2 | 14,4 | 16,0 | 14,9 | 14,9 | 15,2 | 14,5 | 15,0 |
| 2005 | 14,7 | 15,0 | 14,3 | 14,9 | 15,0 | 15,1 | 15,5 | 16,0 | 15,7 | 14,8 | 14,8 | 13,8 | 15,0 |
| 2006 | 14,1 | 14,5 | 14,3 | 14,3 | 15,3 | 15,0 | 15,9 | 16,1 | 15,4 | 15,0 | 13,7 | 14,3 | 14,8 |
| 2007 | 15,6 | 15,0 | 14,5 | 13,9 | 14,8 | 14,9 | 15,5 | 15,1 | 15,6 | 14,5 | 14,2 | 13,2 | 14,7 |
| 2008 | 14,2 | 13,4 | 13,6 | 14,0 | 14,1 | 14,5 | 14,2 | 14,3 | 14,9 | 14,0 | 14,4 | 14,2 | 14,1 |
| 2009 | 13,6 | 13,6 | 15,4 | 14,5 | 14,3 | 14,8 | 15,1 | 15,2 | 16,2 | 15,7 | 15,7 | 15,0 | 14,9 |
| 2010 | 15,5 | 16,6 | 15,6 | 15,1 | 16,2 | 14,7 | 14,3 | 14,5 | 14,7 | 14,8 | 14,0 | 13,7 | 15,0 |
| 2011 | 13,9 | 14,3 | 13,9 | 13,8 | 15,1 | 14,6 | 14,5 | 14,8 | 15,0 | 14,4 | 14,8 | 14,0 | 14,4 |

Fuente: INAMHI

Elaborado por: Autores

En la Figura 2 se presenta la variación de la temperatura de acuerdo con la estación Tomalón- Tabacundo para diferentes años.

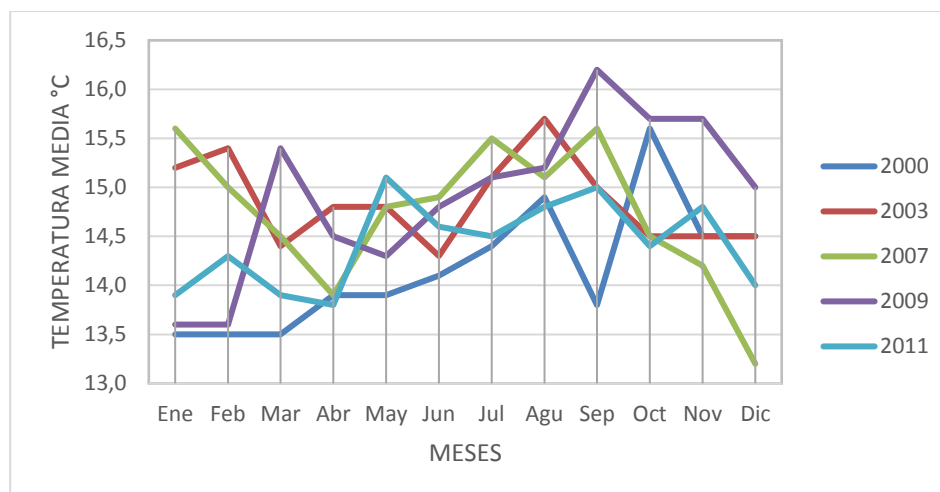


Figura 2: Temperatura media °C de la estación Tomalón – Tabacundo
Elaborado por: Autores

1.5.1.2 Precipitación.

Mediante los datos proporcionados por el INAMHI, se tiene una precipitación promedio total de 624,6mm y precipitación media anual de 52 mm, los cuales se pueden observar en la Tabla 6:

Tabla 6: Precipitaciones medias de la estación Tomalón – Tabacundo

| Año | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Agus | Sep. | Oct | Nov | Dic | Media Anual |
|------|------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------------|
| 2000 | 78,5 | 99,0 | 72,6 | 94,3 | 117,0 | 61,5 | 6,2 | 4,3 | 97,6 | 35,5 | 32,4 | 34,7 | 61,1 |
| 2001 | 50,3 | 38,3 | 59,0 | 43,4 | 33,0 | 13,2 | 25,1 | - | 36,0 | 28,8 | 45,3 | 38,4 | 37,3 |
| 2002 | 19,9 | 33,1 | 26,7 | 109,2 | 33,2 | 41,3 | 1,4 | 6,8 | 9,9 | 114,5 | 80,7 | 98,4 | 47,9 |
| 2003 | 38,8 | 54,3 | 34,4 | 75,7 | 14,6 | 34,7 | 24,6 | - | 20,5 | 83,2 | 63,9 | 37,7 | 43,9 |
| 2004 | 38,6 | 20,5 | 16,3 | 84,5 | 63,6 | 1,5 | 4,5 | 0,6 | 50,5 | 48,0 | 54,4 | 106,5 | 40,8 |
| 2005 | 38,3 | 63,2 | 68,2 | 56,8 | 30,2 | 21,8 | 7,6 | 6,6 | 40,3 | 44,5 | 33,6 | 169,9 | 48,4 |
| 2006 | 41,2 | 83,4 | 109,0 | 88,5 | 38,3 | 62,3 | 3,5 | 4,9 | 4,6 | 72,9 | 134,2 | 102,0 | 62,1 |
| 2007 | 18,8 | 18,5 | 82,0 | 140,1 | 41,4 | 31,8 | 5,6 | 12,3 | 8,6 | 102,7 | 82,0 | 72,0 | 51,3 |
| 2008 | 52,9 | 82,5 | 146,0 | 107,9 | 91,7 | 37,8 | 9,5 | 23,1 | 37,0 | 122,5 | 57,9 | 54,5 | 68,6 |
| 2009 | 84,4 | 43,6 | 105,0 | 37,7 | 26,5 | 48,5 | 1,4 | 0,5 | 14,1 | 42,6 | 33,0 | 68,6 | 42,2 |
| 2010 | 22,8 | 39,1 | 26,3 | 115,9 | 62,0 | 48,7 | 63,1 | 10,2 | 48,5 | 56,8 | 116,5 | 105,3 | 59,6 |
| 2011 | 56,0 | 108,5 | 89,1 | 170,8 | 39,9 | 22,6 | 58,8 | 31,6 | 14,9 | 77,1 | 58,9 | 89,2 | 68,1 |

Fuente: INAMHI
Elaborado por: Autores

Mediante la Figura 3 podemos determinar que el mes con mayor precipitación es en el mes de abril, mientras que en los meses de julio a septiembre las precipitaciones son bajas.

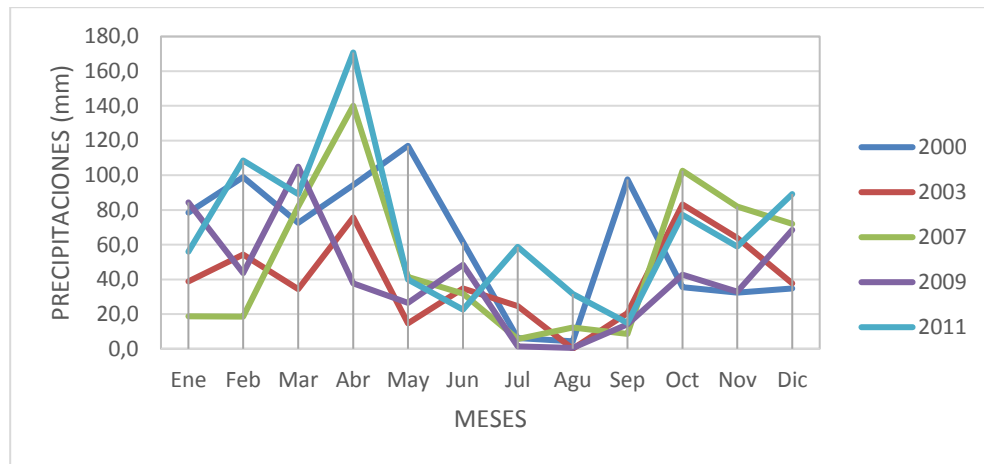


Figura 3: Precipitaciones mensuales de la estación Tomalón – Tabacundo
Elaborado por: Autores

1.5.1.3 Viento.

Se tiene vientos con desplazamientos de 15 km/h a 37 km/h en una dirección este – oeste y un promedio anual de 25,4 km/h, esto se puede observar en la Tabla 7:

Tabla 7: Velocidad de viento (km/h) de la Estación Tomalón - Tabacundo

| Año | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Agus | Sep. | Oct | Nov | Dic | Media Anual |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------------|
| 2000 | 15,0 | 19,0 | 17,0 | 19,0 | 19,0 | 24,0 | 28,0 | 28,0 | 25,0 | 25,0 | 22,0 | 22,0 | 21,9 |
| 2001 | 24,0 | 22,0 | 19,0 | 24,0 | 25,0 | 29,0 | 32,0 | 35,0 | 27,0 | 27,0 | 24,0 | 25,0 | 26,1 |
| 2002 | 27,0 | 23,0 | 22,0 | 24,0 | 31,0 | 32,0 | 34,0 | 34,0 | 31,0 | 29,0 | 37,0 | 26,0 | 29,2 |
| 2003 | 27,0 | 24,0 | 24,0 | 26,0 | 29,0 | 28,0 | 35,0 | 36,0 | 28,0 | 26,0 | 27,0 | 25,0 | 27,9 |
| 2004 | 27,0 | 27,0 | 29,0 | 29,0 | 28,0 | 31,0 | 29,0 | 33,0 | 28,0 | 28,0 | 26,0 | 28,0 | 28,6 |
| 2005 | 27,0 | 26,0 | 25,0 | 29,0 | 31,0 | 30,0 | 34,0 | 33,0 | 31,0 | 29,0 | 30,0 | 25,0 | 29,2 |
| 2006 | 27,0 | 26,0 | 29,0 | 29,0 | 31,0 | 30,0 | 37,0 | 36,0 | 35,0 | 31,0 | 26,0 | 28,0 | 30,4 |
| 2007 | 31,0 | 28,0 | 27,0 | 23,0 | 26,0 | 30,0 | 32,0 | 28,0 | 30,0 | 22,0 | 26,0 | 20,0 | 26,9 |
| 2008 | 23,0 | 20,0 | 22,0 | 22,0 | 22,0 | 29,0 | 26,0 | 24,0 | 26,0 | 21,0 | 19,0 | 26,0 | 23,3 |
| 2009 | 15,0 | 18,0 | 19,0 | 21,0 | 21,0 | 23,0 | 27,0 | 26,0 | 28,0 | 21,0 | 20,0 | 19,0 | 21,5 |
| 2010 | 23,0 | 20,0 | 20,0 | 21,0 | 23,0 | 22,0 | 23,0 | 25,0 | 21,0 | 22,0 | 18,0 | 17,0 | 21,3 |
| 2011 | 22,0 | 17,0 | 18,0 | 18,0 | 20,0 | 22,0 | 23,0 | 26,0 | 24,0 | 20,0 | 22,0 | 18,0 | 20,8 |

Fuente: INAMHI

En la Figura 4 se puede observar la variación de la velocidad de viento para diferentes años.

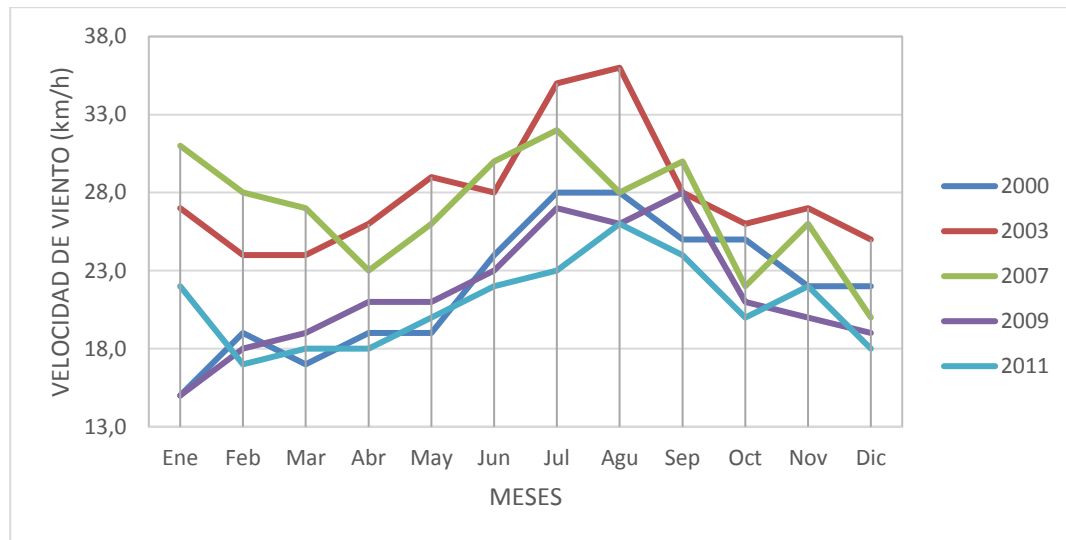


Figura 4: Velocidad de viento (km/h) de la estación Tomalón – Tabacundo
Elaborado por: Autores

1.5.1.4 Evaporación.

En base a los datos proporcionados por el INAMHI se determina una evaporación mínima de 50,6 mm mientras que la máxima evaporación es de 302,8 mm, además se tiene una evaporación media de 112,3 mm, los cuales se los puede observar en la Tabla 8:

Tabla 8: Evaporación Media (mm) de la Estación Tomalón - Tabacundo

| Año | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Agus | Sep. | Oct | Nov | Dic | Media Anual |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------|
| 2000 | 114,5 | 94,9 | 83,3 | 85,3 | 62,9 | 103,1 | 162,6 | 193,2 | 109,1 | 132,0 | 137,3 | 140,7 | 118,2 |
| 2001 | 121,6 | 161,4 | 104,5 | 113,4 | 97,1 | 176,9 | 172,6 | 302,8 | 151,5 | 263,9 | 107,9 | 113,9 | 157,3 |
| 2002 | 158,3 | 117,6 | 110,7 | 95,0 | 163,9 | 179,4 | 209,9 | 180,3 | 188,9 | 159,4 | 125,0 | 107,0 | 149,6 |
| 2003 | 136,3 | 122,8 | 108,4 | 103,7 | 119,1 | 103,7 | 180,9 | 154,5 | 132,5 | 113,2 | 99,4 | 116,7 | 124,3 |
| 2004 | 142,1 | 105,5 | 146,1 | 109,6 | 103,8 | 180,5 | 151,5 | 206,6 | 136,3 | 129,0 | 111,9 | 116,0 | 136,6 |
| 2005 | 130,8 | 108,7 | 91,7 | 96,8 | 119,2 | 146,3 | 174,1 | 167,1 | 187,8 | 105,6 | 128,1 | 77,4 | 127,8 |
| 2006 | 94,2 | 76,4 | 80,4 | 80,0 | 95,8 | 115,6 | 169,5 | 132,9 | 119,6 | 110,0 | 75,2 | 86,5 | 103,0 |
| 2007 | 103,8 | 102,5 | 86,0 | 67,4 | 76,4 | 84,4 | 101,1 | 99,8 | 117,6 | 81,2 | 73,3 | 73,5 | 88,9 |
| 2008 | 72,9 | 69,0 | 70,9 | 63,6 | 67,7 | 77,8 | 92,3 | 92,2 | 87,5 | 68,5 | 73,3 | 73,1 | 75,7 |
| 2009 | 65,1 | 66,1 | 50,6 | 81,2 | 93,0 | 87,0 | 103,9 | 103,5 | 106,6 | 88,1 | 87,5 | 80,3 | 84,4 |
| 2010 | 105,3 | 84,1 | 191,3 | 69,3 | 62,0 | 79,7 | 80,4 | 96,2 | 86,0 | 89,8 | 67,0 | 69,5 | 90,1 |
| 2011 | 83,5 | 68,5 | 78,1 | 60,8 | 90,3 | 96,6 | 115,3 | 149,9 | 115,6 | 87,1 | 79,0 | 79,4 | 92,0 |

Fuente: INAMHI

En la Figura 5 se puede observar la variación de la evaporación media para diferentes años.

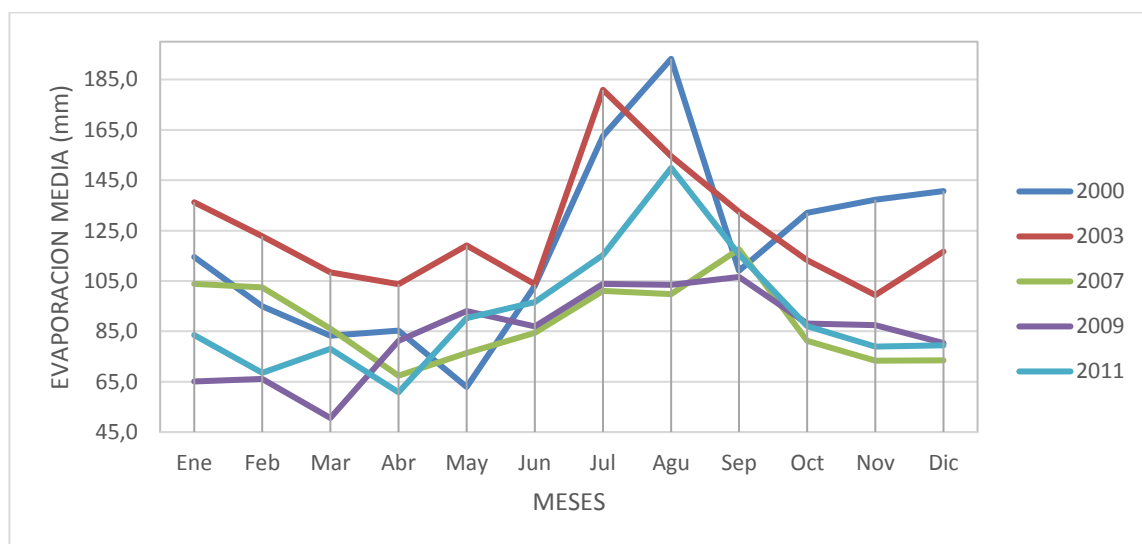


Figura 5: Evaporación media (mm) de la estación Tomalón – Tabacundo

Elaborado por: Autores

1.5.1.5 Humedad relativa.

“La humedad relativa depende de varios factores, lluvias recientes, cercanía al mar, presencia de vegetación, entre otras” (Gutiérrez, 2014, pág. 80).

Se tiene humedades relativas entre 39% a 85%, las cuales se pueden observar en la Tabla 9:

Tabla 9: Humedad Relativa (%) de la Estación Tomalón - Tabacundo

| Año | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Agus | Sep. | Oct | Nov | Dic | Media Anual |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------------|
| 2000 | 79,0 | 81,0 | 83,0 | 82,0 | 83,0 | 74,0 | 64,0 | 61,0 | 77,0 | 65,0 | 72,0 | 71,0 | 74,3 |
| 2001 | 73,0 | 71,0 | 77,0 | 71,0 | 73,0 | 65,0 | 62,0 | 52,0 | 63,0 | 59,0 | 70,0 | 78,0 | 67,8 |
| 2002 | 68,0 | 72,0 | 76,0 | 81,0 | 67,0 | 63,0 | 60,0 | 61,0 | 59,0 | 70,0 | 74,0 | 75,0 | 68,8 |
| 2003 | 66,0 | 71,0 | 71,0 | 74,0 | 71,0 | 68,0 | 58,0 | 54,0 | 63,0 | 75,0 | 73,0 | 71,0 | 67,9 |
| 2004 | 69,0 | 69,0 | 64,0 | 73,0 | 73,0 | 53,0 | 60,0 | 49,0 | 60,0 | 72,0 | 72,0 | 73,0 | 65,6 |
| 2005 | 70,0 | 75,0 | 75,0 | 69,0 | 63,0 | 59,0 | 85,0 | 49,0 | 51,0 | 64,0 | 67,0 | 75,0 | 66,8 |
| 2006 | 71,0 | 73,0 | 85,0 | 70,0 | 63,0 | 58,0 | 44,0 | 47,0 | 50,0 | 60,0 | 73,0 | 71,0 | 63,8 |
| 2007 | 60,0 | 59,0 | 70,0 | 80,0 | 75,0 | 59,0 | 55,0 | 53,0 | 43,0 | 69,0 | 70,0 | 76,0 | 64,1 |
| 2008 | 73,0 | 75,0 | 75,0 | 75,0 | 73,0 | 64,0 | 57,0 | 60,0 | 56,0 | 69,0 | 70,0 | 71,0 | 68,2 |
| 2009 | 78,0 | 75,0 | 72,0 | 66,0 | 62,0 | 55,0 | 47,0 | 48,0 | 39,0 | 58,0 | 59,0 | 67,0 | 60,5 |
| 2010 | 53,0 | 60,0 | 58,0 | 75,0 | 53,0 | 58,0 | 61,0 | 48,0 | 55,0 | 60,0 | 74,0 | 76,0 | 60,9 |
| 2011 | 69,0 | 73,0 | 69,0 | 76,0 | 63,0 | 59,0 | 60,0 | 50,0 | 50,0 | 66,0 | 64,0 | 72,0 | 64,3 |

Fuente: INAMHI

En los meses de julio a septiembre las humedades relativas son bajas ya que en estos meses disminuye la lluvia, lo cual se puede observar en la figura 6:

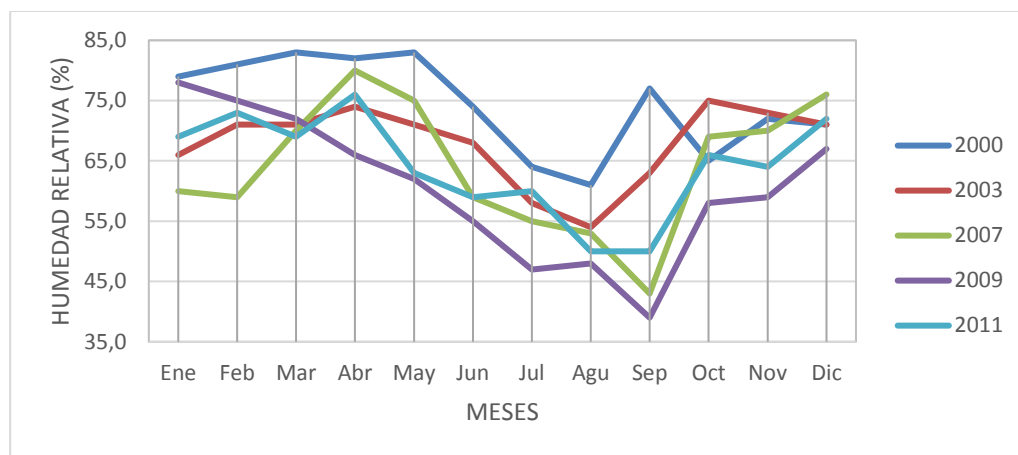


Figura 6: Humedad Relativa (%) de la estación Tomalón – Tabacundo
Elaborado por: Autores

1.5.1.6 Nubosidad.

La nubosidad está relacionada con la precipitación por lo que en los meses de julio a septiembre la nubosidad disminuye, se determina una nubosidad media anual de 5,1 octas en la estación Tomalón – Tabacundo, los cuales se pueden observar en la Tabla 10:

Tabla 10: Nubosidad (Octas) de la Estación Tomalón - Tabacundo

| Año | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Agu | Sep | Oct | Nov | Dic | Media Anual |
|------|-----|-----|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-------------|
| 2000 | 7,0 | 6,0 | 7,0 | 6,0 | 6,0 | 5,0 | 4,0 | 4,0 | 5,0 | 4,0 | 5,0 | 4,0 | 5,3 |
| 2001 | 5,0 | 5,0 | 6,0 | 5,0 | 6,0 | 4,0 | 3,0 | 4,0 | 5,0 | 4,0 | 5,0 | 5,0 | 4,8 |
| 2002 | 5,0 | 5,0 | 6,0 | 5,0 | 5,0 | 4,0 | 3,0 | 2,0 | 4,0 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 4,5 |
| 2003 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 4,0 | 5,0 | 3,0 | 4,0 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 4,7 |
| 2004 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 6,0 | 4,0 | 3,0 | 4,0 | 3,0 | 5,0 | 5,0 | 6,0 | 5,0 | 4,7 |
| 2005 | 5,0 | 6,0 | 6,0 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 4,0 | 3,0 | 4,0 | 6,0 | 5,0 | 6,0 | 5,0 |
| 2006 | 6,0 | 6,0 | 6,0 | 6,0 | 5,0 | 4,0 | 3,0 | 3,0 | 4,0 | 5,0 | 6,0 | 5,0 | 4,9 |
| 2007 | 4,0 | 5,0 | 5,0 | 7,0 | 6,0 | 4,0 | 3,0 | 4,0 | 4,0 | 6,0 | 6,0 | 6,0 | 5,0 |
| 2008 | 6,0 | 5,0 | 6,0 | 6,0 | 6,0 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 6,0 | 7,0 | 6,0 | 5,7 |
| 2009 | 7,0 | 7,0 | 6,0 | 5,0 | 4,0 | 5,0 | 4,0 | 4,0 | 3,0 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 5,0 |
| 2010 | 4,0 | 5,0 | 5,0 | 6,0 | 5,0 | 5,0 | 5,0 | 4,0 | 6,0 | 6,0 | 6,0 | 6,0 | 5,3 |
| 2011 | 5,0 | 7,0 | 18,0 | 6,0 | 5,0 | 8,0 | 5,0 | 4,0 | 4,0 | 6,0 | 5,0 | 6,0 | 6,6 |

Fuente: INAMHI

En la Figura 7 se puede observar la variación de la evaporación media para diferentes años, donde se tiene la nubosidad más alta en el mes de marzo de 2011 de 17 octas.

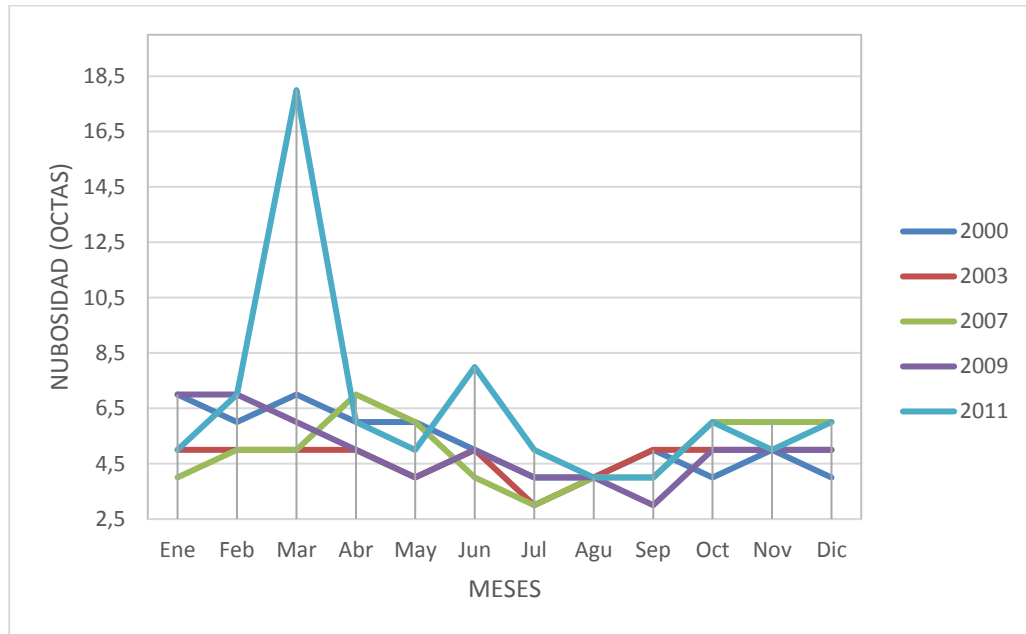


Figura 7: Nubosidad (Octas) de la estación Tomalón – Tabacundo
Elaborado por: Autores

1.5.1.7 Heliofanía.

La heliofanía es el parámetro que nos indica la duración del brillo solar en horas, la cual mediante los datos de la estación Tomalón – Tabacundo se tiene mayor duración del brillo solar en los meses de julio a septiembre, en el mes de septiembre se tiene 289,9 horas de brillo solar siendo así la mayor duración de brillo solar y un promedio anual de 176,3 horas de brillo solar, los cuales se pueden observar en la Tabla 11:

Tabla 11: Heliofanía (horas) de la Estación Tomalón - Tabacundo

| Año | Ene | Feb | Mar | Abr | May | Jun | Jul | Agu | Sep | Oct | Nov | Dic | Media Anual |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------|
| 2000 | 164,3 | 157,6 | 125,7 | 138,7 | 125,6 | 172,7 | 223,9 | 222,5 | 162,3 | 228,3 | 187,7 | 164,1 | 172,8 |
| 2001 | 164,6 | 197,6 | 125,1 | 157,2 | 133,3 | 128,1 | 141,7 | 289,8 | 167,0 | 263,9 | 163,0 | 186,1 | 176,5 |
| 2002 | 227,5 | 153,1 | 129,2 | 148,7 | 183,8 | 230,8 | 245,4 | 270,6 | 234,8 | 192,9 | 154,0 | 170,4 | 195,1 |
| 2003 | 212,1 | 170,3 | 128,4 | 179,7 | 183,4 | 153,3 | 263,0 | 250,0 | 196,2 | 182,6 | 174,1 | 163,2 | 188,0 |
| 2004 | 251,2 | 160,2 | 136,8 | 151,2 | 184,4 | 228,7 | 192,8 | 288,1 | 189,1 | 183,2 | 172,7 | 200,1 | 194,9 |
| 2005 | 187,6 | 148,2 | 115,2 | 137,5 | 194,2 | 173,1 | 240,4 | 261,3 | 216,2 | 144,4 | 196,6 | 123,0 | 178,1 |
| 2006 | 141,0 | 144,2 | 138,7 | 148,4 | 200,8 | 209,9 | 252,2 | 240,2 | 187,9 | 185,2 | 136,8 | 161,8 | 178,9 |
| 2007 | 199,5 | 216,1 | 124,6 | 109,1 | 150,7 | 170,8 | 237,5 | 209,2 | 180,9 | 142,6 | 161,2 | 141,0 | 170,3 |
| 2008 | 147,2 | 131,3 | 125,0 | 157,1 | 140,8 | 183,4 | 170,0 | 162,2 | 171,1 | 146,2 | 152,2 | 159,8 | 153,9 |
| 2009 | 103,3 | 118,5 | 144,3 | 146,5 | 182,5 | 176,6 | 209,9 | 208,8 | 239,9 | 197,8 | 203,6 | 183,2 | 176,2 |
| 2010 | 218,6 | 161,8 | 150,7 | 136,0 | 117,9 | 151,5 | 177,7 | 216,3 | 172,1 | 193,2 | 99,2 | 105,9 | 158,4 |
| 2011 | 188,4 | 114,6 | 151,1 | 117,9 | 212,0 | 173,4 | 176,3 | 255,6 | 185,1 | 164,3 | 183,2 | 150,0 | 172,7 |

Fuente: INAMHI

En la Figura 8 se puede observar la variación de la heliofanía para diferentes años, donde se tiene una heliofanía de 260 h en el mes de julio.

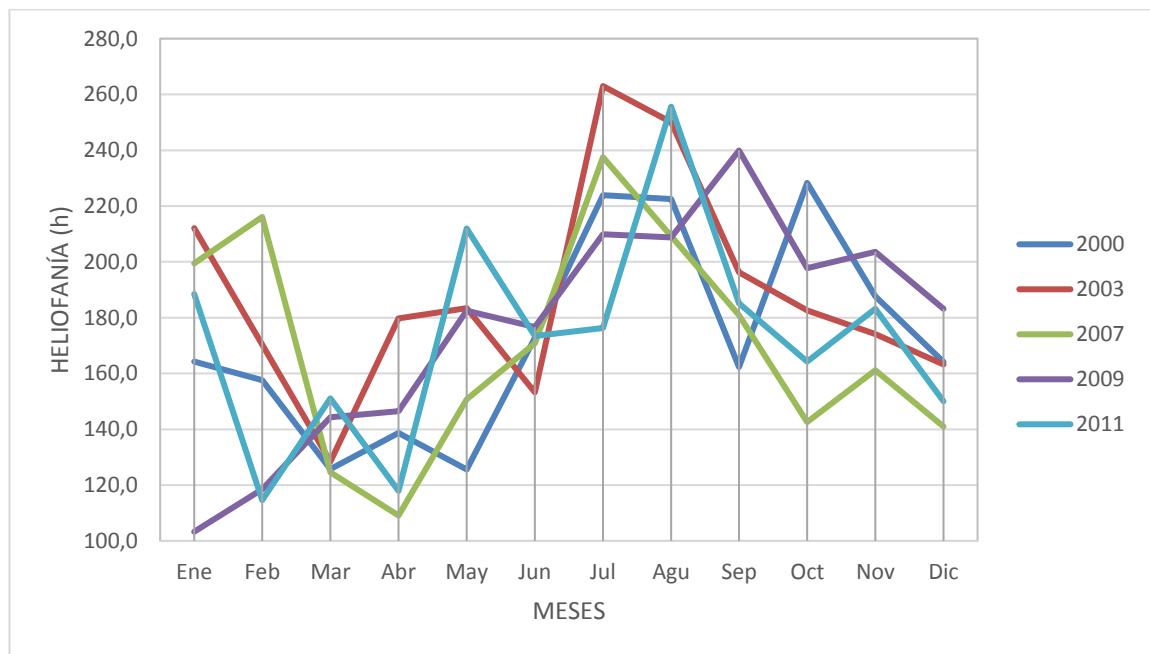
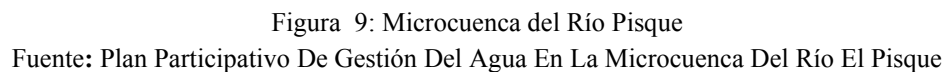


Figura 8: Heliofanía (horas) de la estación Tomalón – Tabacundo

Elaborado por: Autores

1.5.2 Recursos hídricos.

En la parroquia Tabacundo, las pocas quebradas existentes son angostas, paralelas y disectadas tierras ligeramente onduladas como se puede ver en la Figura 9.



17

Tabla 12: Distribución de la superficie de la microcuenca y su uso

| Uso | Área (ha) |
|---------------------------|-----------|
| Agrícola | 91461,56 |
| Agropecuario | 27420,15 |
| Pecuario | 13752,19 |
| Conservación y protección | 102847,33 |
| Población urbana | 1308,44 |
| Laguna Mojanda | 9,88 |
| Tierras improductivas | 12843,25 |

Fuente: Plan Participativo De Gestión Del Agua En La Microcuenca Del Río El Pisque
Elaborado por: Autores

En la figura 10 se puede observar el tipo de uso de suelo de la microcuenca del río Pisque.

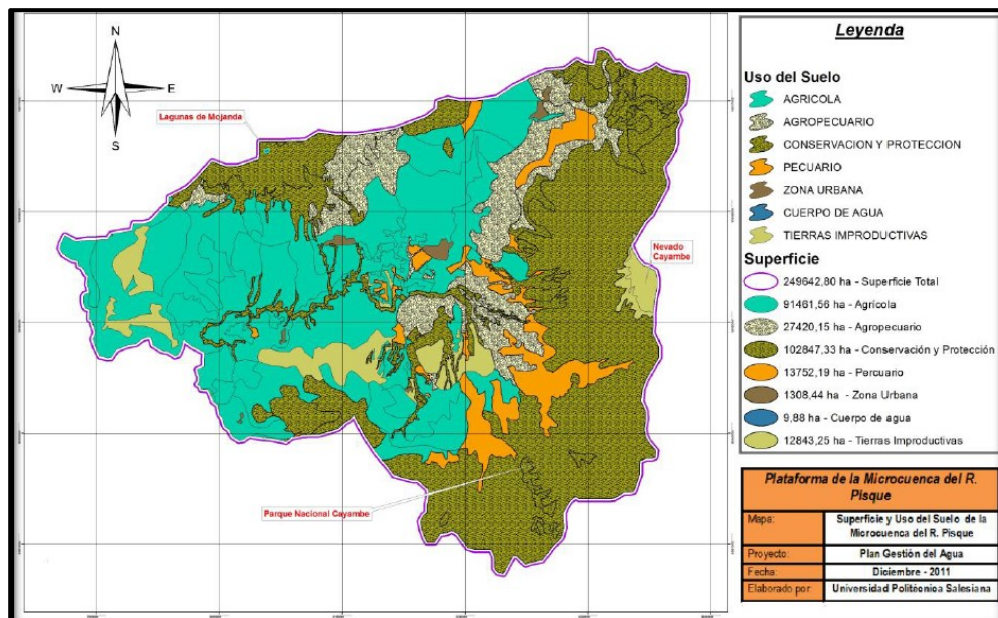


Figura 10: Superficie y uso del suelo de la microcuenca del río Pisque

Fuente: Plan Participativo De Gestión Del Agua En La Microcuenca Del Río El Pisque

1.6 Estudio geotécnico

1.6.1 Geología.

De acuerdo con el mapa geológico de la Republica de Ecuador del 2017 a una escala 1: 1 000 000 (ANEXO1) el cantón Pedro Moncayo se encuentra en la cordillera Interandina por lo cual su geología corresponde a roca volcánico-sedimentaria que son: Areniscas, tobáceas, conglomerados, diatomitas; de la edad Cenozoico del periodo cuaternario.

En la hoja geológica 83 “OTAVALO” a una escala 1: 100 000 (ANEXO 2) de acuerdo con las coordenadas del sitio del proyecto nos indica que el suelo que prevalece es cangahua.

Según el Plan Estratégico de Desarrollo 2011, en el sector de Tabacundo la cangahua se encuentra con intercalaciones de lapilli dispuestas de una manera heterogénea. Entre las características físicas se puede anotar que su color es amarillo variando a gris oscuro dependiendo de la antigüedad y la meteorización sufrida. Se pueden diferenciar varios tipos de cangahua según el tipo de transporte y depósito periclinal con intercalaciones de lapillo y limonita. Es impermeable, liviana y resistente al corte.

1.7 Descripción de la situación actual

1.7.1 Población.

Según el censo poblacional del 2010 realizado por el INEC, la población de la parroquia de Tabacundo es de 22 747 habitantes, donde se tiene que el mayor porcentaje de la población de Tabacundo está asentado en la zona urbana como se muestra en la Tabla 13:

Tabla 13: Población según Censo 2010 (INEC)

| POBLACIÓN TOTAL POR PARROQUIAS | | | | |
|---------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------|------------------------------|--------------------------|
| PARROQUIA | SUPERFICIE Km² | POBLACIÓN 2010 | % DE LA POBLACIÓN | DENSIDAD 2010 |
| La Esperanza | 37.78 | 3986 | 10.09 | 225.81 |
| Malchingui | 98.34 | 4624 | 11.70 | 115.37 |
| Tabacundo | 72.64 | 16403 | 41.51 | 105.51 |
| Tabacundo rural | 54.99 | 6344 | 16.05 | 47.02 |
| Tocachi | 89.18 | 1985 | 5.02 | 22.26 |
| Tupigachi | 47.17 | 6174 | 15.62 | 131 |

Fuente: INEC-Censo 2010, Plan de Desarrollo Parroquial 2011

Elaborado por: Autores

La parroquia de Tabacundo está conformada por 23 asentamientos entre barrios y comunidades rurales las cuales tienen diferentes condiciones políticas, urbanísticas y administrativas, se puede observar en la Tabla 14:

Tabla 14: Comunidades y barrios de la Parroquia de Tabacundo

| Nº | COMUNIDAD/ BARRIO | Nº | COMUNIDAD/BARRIO |
|-----------|-------------------------------|-----------|-----------------------------------|
| 1 | Luis Freire | 13 | Comité Promejoras Santa Marianita |
| 2 | Nueva Esperanza de Cananvalle | 14 | La Alegría |
| 3 | Santa Ana de Cananvalle | 15 | Comité Jurídico La Libertad |
| 4 | La Y | 16 | Simón Bolívar |
| 5 | San Luis de Ichisi | 17 | La Cruz |
| 6 | Guallaro Grande | 18 | San Joaquín |
| 7 | La Quinta | 19 | San José Chico |
| 8 | Picalquí | 20 | Comité Pro-Mejoras Nuevo Amanecer |
| 9 | Guallaro Chico | 21 | Nuevo San José |
| 10 | Angumba | 22 | San José Grande |
| 11 | Pasquel | 23 | San José Alto |
| 12 | Puruhantag | | |

Fuente: Plan de desarrollo y Ordenamiento Territorial del área Rural de la parroquia de Tabacundo

Elaborado por: Autores

En la Tabla 15 se presenta la distribución de la población rural de la parroquia de Tabacundo, donde se encuentra la Comunidad San Luis de Ichisi (comunidad donde se va a realizar el proyecto):

Tabla 15: Comunidades de Tabacundo y su porcentaje de población

| COMUNIDAD | % DE POBLACIÓN |
|-----------------------------------|-----------------------|
| Luis Freire | 13.39 |
| Nueva Esperanza de Cananvalle | 7.16 |
| Santa Ana de Cananvalle | 10 |
| La Alegría | 4.29 |
| San Luis de Ichisi | 8.04 |
| Guallaro Grande | 3.75 |
| Comité Jurídico La Libertad | 3.93 |
| Picalquí | 6.43 |
| Simón Bolívar | 3.57 |
| Angumba | 3.21 |
| San Joaquín | 1.71 |
| Puruhantag | 10.71 |
| San José Chico | 4.7 |
| Comité Pro-Mejoras Nuevo Amanecer | 2.41 |
| Nuevo San José | 2.14 |
| San José Grande | 3.48 |
| San José Alto | 8.93 |
| Comité Promejoras Santa Marianita | 2.14 |
| TOTAL % DE POBLACIÓN RURAL | 100 |

Fuente: Plan de desarrollo y Ordenamiento Territorial del área Rural de la parroquia de Tabacundo
Elaborado por: Autores

En base al censo 2010 y el porcentaje de distribución de la población rural de la Parroquia Tabacundo se puede determinar la población de la comunidad de San Luis de Ichisi en el año 2010 la cual nos da de 510 habitantes.

Mientras que para el año de estudio año 2019 en base a registros de la junta de riego de la propia comunidad se tiene una población de 650 habitantes.

1.7.2 Educación.

En la comunidad de San Luis de Ichisi solo cuentan con un centro infantil del buen vivir (CIVB's) "Nueva Esperanza", para niños de 2 años a 4 años. Mientras que para los

niveles como primaria y secundaria los habitantes tienen que trasladarse al centro de Tabacundo donde hay varios centros educativos como se indica en la Tabla 16, siendo uno de los más reconocidos el Colegio Nacional Tabacundo por su antigüedad.

Tabla 16: Centros educativos de la parroquia Tabacundo

CENTROS EDUCATIVOS DE LA PARROQUIA TABACUNDO

ESCUELA DE EDUCACIÓN BÁSICA PACÍFICO PROAÑO
 ESCUELA DE EDUCACIÓN BÁSICA ECUADOR
 CEI GABRIELA MISTRAL
 ESCUELA DE EDUCACIÓN BÁSICA ALFREDO BOADA ESPIN
 TABACUNDO
 CECIB EB NUEVS LUCECITAS
 CECIB EN PEDRO BEDON
 ESCUELA DE EDUCACIÓN BÁSICA LEOPOLDO N CHAVEZ
 MARÍA DE LAS MERCEDES SUREZ
 UECIB MISIÓN ANDINA
 EEB CESAR AUGUSTO TAMAYO
 UNIDAD EDUCATIVA CAYAMBE
 CECIB EB PATRICIA BROWN
 NATALIA JARRIN DE ESPINOSA
 CEI CARLOS CUEVA TAMARIZ
 UNIDAD EDUCATIVA CESAR ARROYO

Elaborado por: Autores

En la Figura 11 se puede observar el centro infantil del buen vivir (CIVB's) "Nueva Esperanza" que cuenta la comunidad.



Figura 11: CIVB's "Nueva Esperanza",
 Fuente: Autores

1.7.3 Salud.

Dentro de la comunidad no cuentan con ningún tipo de centro de salud público, ni privado. El Centro De Salud Tabacundo Tipo C es el más cercano a la comunidad San Luis de Ichisi a 1 km de distancia aproximadamente, el cual cuenta con varias especialidades médicas tales como: medicina familiar, medicina general, ginecología, pediatría, odontología, enfermería, salud mental, obstetricia, laboratorio clínico, farmacia, terapia física, ocupacional, del lenguaje, psico-rehabilitación y estimulación temprana. Su atención es de lunes a domingos las 24 horas del día.

En la Figura 12 se puede observar el centro de salud tipo C Tabacundo.



Figura 12: Centro de salud Tabacundo
Fuente: Ministerio de Salud Pública

Otro centro de salud cercano a la comunidad es el Centro de Salud B Tabacundo IESS una de las principales casas de salud del IESS que tiene el Cantón Pedro Moncayo, este centro de salud cuenta con las especialidades médicas como: medicina familiar, medicina general, odontología, enfermería, farmacia y servicio de ambulancia.

En la Figura 13 se puede observar el centro de salud B Tabacundo.



Figura 13: Centro de salud B Tabacundo
Fuente: Google Maps

También existen varios centros de salud privados cercanos a la comunidad los cuales son limitados sus servicios médicos como, por ejemplo: medicina familiar, obstetricia y odontología.

1.7.4 Aspecto económico.

El cantón Pedro Moncayo es un cantón con una población económicamente activa como se puede observar en la figura 14. La mayor parte de la fuerza laboral se encuentra concentrada en la cabecera cantonal de Tabacundo, el 51,75% de la oferta laboral que corresponde a la PEA empleada en el área urbana. En cuanto a la población económicamente activa rural, Tupigachi es la parroquia con más participación con un 16,64%, seguido de Malchinguí con un 13,25%, La Esperanza con un 12,20% y la parroquia con la menor PEA es Tocachi con un 6,16%. (PDOT, 2018, pág. 40)

La distribución de la población económicamente activa se puede observar en la Figura 14.

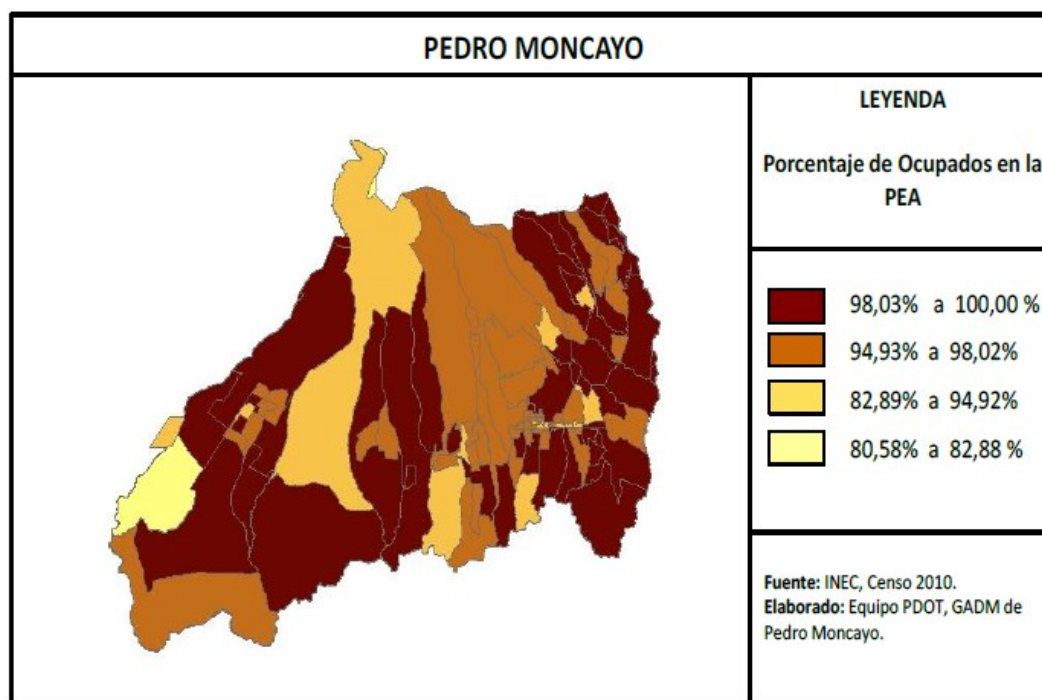


Figura 14: Distribución de la población económicamente activa
Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Pedro Moncayo

Una de las principales actividades económicas que tiene la comunidad y a nivel cantonal es la producción florícola ya que posee suelos fértiles esta producción no solo está destinada al mercado nacional sino también al mercado internacional teniendo como consumidores principales Estados Unidos, Europa Occidental y Rusia.



Figura 15: Florícola de la comunidad
Fuente: Autores

La agricultura es otra de las actividades a la que se dedican, el maíz, haba y frejol son cultivados en los diferentes predios. Mientras que la actividad pecuaria es mínima donde se dedican a la producción de ganado lechero y crianza de cuyes.

1.7.5 Línea base.

Mediante diálogos con los moradores de la comunidad de San Luis de Ichisi se pudo determinar las diferentes problemáticas que existen en la comunidad, las cuales nos ayudan a realizar la línea base para el presente proyecto, en la Tabla 17 se presenta un resumen de los diferentes problemas:

Tabla 17: Matriz de Línea Base

| Problema | Indicador | Fuente |
|------------------------------|---|--|
| Alcantarillado | El 100% de la comunidad San Luis de Ichisi no cuenta la red alcantarillado, ellos cuentan solo con pozos sépticos los cuales causan malestares por los fuerte olores. | Entrevista con pobladores de la comunidad |
| Agua Potable | Un 80% de la comunidad no cuenta con medidores para así controlar el consumo de agua potable, ellos desean que la red sea colocada en la vía ya que parte de la red existente esta por medio de los predios | Entrevista con el presidente de la comunidad |
| Contaminación de la quebrada | Desean que una vez colocada la red de alcantarillado la Quebrada adyacente no sea contaminada, ya que en ciertos casos usan esa agua para los ganados. | Entrevista con pobladores de la comunidad |

Elaborado por: Autores

CAPÍTULO 2

BASES DE DISEÑO

2.1 Sistema de distribución de agua potable

2.1.1 Sistema a diseñarse.

Para la distribución de agua potable para cada uno de los usuarios, se debe realizar un análisis de la topografía, predios y de las vías del sector, el tanque de almacenamiento es indispensable que se encuentre en cotas superiores con respecto a cada uno de los nodos del circuito o mallado, para evitar presiones negativas y que nuestro sistema trabaje a gravedad.

El sistema que se utilizara para este proyecto es de circuito cerrado que consta de tuberías principales y que luego se conectan a tuberías secundarias, formando entre si circuitos o mallas. De la misma manera, el diseño estará realizado siguiendo los lineamientos dados por la norma para estudio y diseño de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes y en base también a la norma de diseño de sistemas de agua potable para la EMMAAP-Q, ya que estas normas se encuentran vigentes en nuestro país.

Este diseño de red de distribución de agua potable se lo realizara en una hoja de cálculo en Excel y se verificara mediante una simulación numérica mediante el software WaterCad.

Los caudales de demanda obtenidos para cada uno de los nodos se los realizo mediante el método de repartición media para la población futura de diseño.

2.1.2 Parámetros de diseño.

Los parámetros estipulados en base a la norma para estudio y diseño de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes son los siguientes:

2.1.2.1 Periodo de diseño.

El periodo de diseño para el sistema de abastecimiento de agua potable debe ser tal que pueda garantizar un abastecimiento del recurso hídrico de manera eficiente y funcional (las tuberías deben garantizar una buena eficiencia y funcionalidad), que permitan atender requerimientos calculados.

En la Tabla 18 se presentan la vida útil de varias estructuras sugeridas por la norma.

Tabla 18: Vida útil sugerida para los elementos de un sistema de agua potable

| COMPONENTE | VIDA UTIL (AÑOS) |
|---|---|
| Diques grandes y túneles | 50 a 100 |
| Obras de captación | 25 a 50 |
| Pozos | 10 a 25 |
| Conducciones de hierro dúctil | 40 a 50 |
| Conducciones de asbesto cemento o PVC | 20 a 30 |
| Planta de tratamiento | 30 a 40 |
| Tanques de almacenamiento | 30 a 40 |
| Tuberías principales y secundarias de la red: | |
| De hierro dúctil | 40 a 50 |
| De asbesto cemento o PVC | 20 a 25 |
| Otros materiales | Variables de acuerdo especificaciones al fabricante |

Fuente: Norma de diseño para sistemas de agua potable, disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes

Elaborado por: Autores

De acuerdo con lo especificado y requerido a la norma para este proyecto se adopta una vida útil de 25 años, que durante este lapso el sistema debe ser eficiente para todos los usuarios.

2.1.2.2 Análisis poblacional.

La estimación de la población futura es un parámetro indispensable para poder saber o predecir las demandas futuras que se generaran en la comunidad, para un determinado periodo de diseño.

Para este diseño de agua potable se utilizó únicamente consumidores de uso doméstico. Dentro de la comunidad existen industrias florícolas pero dichas industrias son abastecidas de agua mediante un reservorio que se encuentra dentro de la comunidad.

Para determinar la población futura se tomará como referencia el plan de ordenamiento y desarrollo cantonal del cantón Pedro Moncayo.

Esta población dependerá básicamente del nivel socio económico, social, cultural y de los servicios básicos que se encuentren en el área de influencia del proyecto.

- Población de referencia actual

Para la población actual se tomará en cuenta el área total de influencia del proyecto que en este caso es del cantón Pedro Moncayo.

La tasa de crecimiento del cantón Pedro Moncayo es del 2,88%, y el número de habitantes según datos proporcionados del INEC-2010 es de 33.172, como se puede observar en la Tabla 19.

Tabla 19: Población referencial del Cantón Pedro Moncayo

| Año Censo | Habitantes |
|------------------|-------------------|
| 1990 | 15718 |
| 2001 | 25594 |
| 2010 | 33172 |

Fuente: censo INEC 2010

Elaborado por: Autores

A continuación, se realiza los cálculos mediante el método geométrico de la población a partir del año 2010 hasta la actualidad, tomando como referencia la tasa de crecimiento del último censo.

- Población cantón Pedro Moncayo

Censo 2010: 33.172 habitantes

Tasa de crecimiento: 2,88%

$$Pf = Pa * (1 + i)^n \quad (Ec. 1)$$

Donde:

Pf= Población futura

Pa= Población actual

i= Índice de crecimiento

n= Periodo de diseño del proyecto

En la Tabla 20 se puede observar la proyección poblacional referencial del cantón Pedro Moncayo.

Tabla 20: Proyección poblacional referencial del Cantón Pedro Moncayo

| Año | Nº DE HABITANTES |
|------------|-----------------------------|
| 2010 | 33.172 |
| 2011 | 34.127 |
| 2012 | 35.110 |
| 2013 | 36.121 |
| 2014 | 37.162 |
| 2015 | 38.232 |
| 2016 | 39.333 |
| 2017 | 40.466 |
| 2018 | 41.631 |
| 2019 | 42.830 |

Fuente: censo INEC 2010

Elaborado por: Autores

- Población potencial actual

Para determinar esta población solo se tomará en cuenta el área de influencia de la parroquia de Tabacundo, en donde algunas comunidades no se beneficien directamente con el proyecto.

La población que existe en la parroquia de Tabacundo según el INEC -2010 es de 16.403, y una tasa de crecimiento de 3,76%, como se muestra en la Tabla 21.

Tabla 21: Población potencial actual de la parroquia Tabacundo

| Año censo | Habitantes |
|------------------|-------------------|
| 1990 | 5898 |
| 2001 | 11699 |
| 2010 | 16403 |

Fuente: censo INEC 2010

Elaborado por: Autores

A continuación, se realiza los cálculos mediante el método geométrico de la población a partir del año 2010 hasta la actualidad, tomando como referencia la tasa de crecimiento del último censo.

Población potencial de la parroquia de Tabacundo

Censo 2010: 16.403 habitantes

Tasa de crecimiento: 3,76%

$$\mathbf{Pf = Pa * (1 + i)^n} \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

Pf= Población futura

Pa= Población actual

i= Índice de crecimiento

n= Periodo de diseño del proyecto

En la Tabla 22 se puede observar la proyección poblacional potencial de la parroquia Tabacundo.

Tabla 22: Proyección poblacional potencial de la parroquia Tabacundo

| AÑO | Nº DE HABITANTES |
|------------|-----------------------------|
| 2010 | 16.403 |
| 2011 | 17.020 |
| 2012 | 17.660 |
| 2013 | 18.324 |
| 2014 | 19.013 |
| 2015 | 19.728 |
| 2016 | 20.469 |
| 2017 | 21.239 |
| 2018 | 22.038 |
| 2019 | 22.866 |

Fuente: censo INEC 2010

Elaborado por: Autores

- Población efectiva actual

En base al levantamiento topográfico realizado en la comunidad las viviendas se encuentran dispersas en toda el área de influencia del proyecto. Según el censo realizado existen 130 familias conformadas por 5 personas, obteniendo un valor total de 650 habitantes.

La comunidad San Luis de Ichisi tiene un área de 80,15 hectáreas, y una densidad poblacional de 8,11 hab./ha.

- Crecimiento poblacional

La tasa de crecimiento poblacional de acuerdo con el último censo realizado en el año 2010 se indica en la Tabla 23.

Tabla 23: Tasa de crecimiento poblacional

| NIVEL | TASA DE CRECIMIENTO |
|---------------|---------------------|
| PICHINCHA | 0,84% |
| PEDRO MONCAYO | 2,88% |
| TABACUNDO | 3,76% |

Fuente: PDOT ,2012

Elaborado por: Autores

Para determinar la población futura del proyecto se utilizará el método de crecimiento geométrico y aritmético, en donde el valor obtenido de los dos métodos se elegirá el más crítico para el diseño. Se utilizarán los métodos antes mencionados por tratarse de una población rural, en donde una vez que la comunidad cuente con los servicios de saneamiento y abastecimiento de agua potable su población aumentará considerablemente.

Es así que basándonos en el plan de ordenamiento territorial de Tabacundo 2012, la tasa de crecimiento para toda la parroquia de Tabacundo es de 3,76%, esta tasa de crecimiento es alta debido a que ya cuentan en algunas comunidades con los servicios básicos.

La tasa de crecimiento para la Comunidad San Luis de Ichisi será menor a la anterior mencionada, ya que esta tasa de crecimiento solo será para la comunidad y el valor es de 1,8 %.

- **Método crecimiento geométrico**

Para el método de crecimiento geométrico se utiliza la ecuación 2.

$$Pf = Pa * (1 + i)^n$$

$$Pf = 650 * (1 + 0,018)^{25}$$

$$Pf = 1016 \text{ hab}$$

- **Método aritmético o crecimiento lineal**

$$P = P_o * (1 + r * n) \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

P= Población futura (25 años)

Po= Población actual (2019)

r= Índice de crecimiento

n= Periodo de diseño del proyecto

$$P = P_o * (1 + r * n)$$

$$P = 650 * (1 + 0,018 * 25)$$

$$P = 943 \text{ hab}$$

Para el diseño de la red de distribución de agua potable se diseñará para una población futura de 1016 habitantes ya que es el más crítico entre los dos métodos calculados.

2.1.2.3 Cifras de consumo.

Mediante información recopilada de la junta de agua potable de la comunidad San Luis de Ichisi y juntamente con la empresa pública municipal de agua potable, alcantarillado y saneamiento básico del cantón Pedro Moncayo, se analizó el consumo de agua de los usuarios. En la Tabla 24 se detalla el consumo mensual de agua.

Tabla 24: Consumo mensual de agua de la comunidad San Luis de Ichisi

| DATOS DE CONSUMO | |
|--------------------------|---------------------|
| MES FACTURADO | VOLUMEN (m3) |
| MARZO | 2180 |
| ABRIL | 2136 |
| MAYO | 2411 |
| JUNIO | 2215 |
| JULIO | 2354 |
| AGOSTO | 2182 |
| SEPTIEMBRE | 1666 |
| OCTUBRE | 1970 |
| NOVIEMBRE | 1748 |
| DICIEMBRE | 2105 |
| VOLUMEN TOTAL(m3) | 20967 |

Fuente: Junta de agua potable de la comunidad San Luis de Ichisi

Elaborado por: Autores

En la Figura q6 se puede observar el comportamiento del consumo mensual de agua potable.

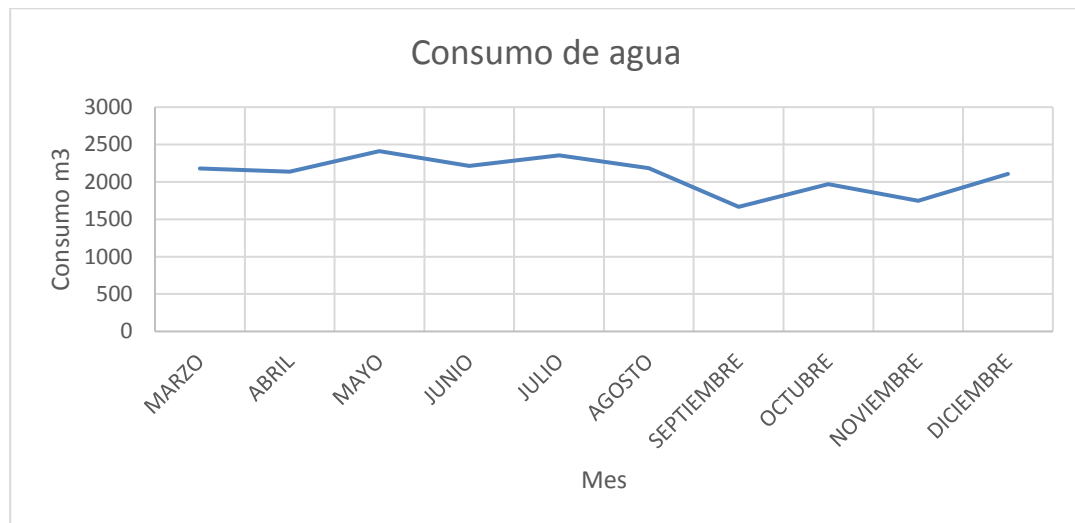


Figura 16: Comportamiento del consumo mensual de agua potable

Elaborado por: Autores

A continuación, se determina el caudal medio mensual real mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{men} = \frac{\text{consumo total}}{\# \text{ meses}} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

Qmen= Caudal medio mensual

$$Q_{men} = \frac{20967 \text{ m}^3}{10}$$

$$Q_{men} = 2096,7 \text{ m}^3/\text{mes}$$

$$Q_{men} = 2096,7 \frac{\text{m}^3}{\text{mes}} * \frac{1000 \text{ lt}}{1 \text{ m}^3} * \frac{1 \text{ mes}}{30 \text{ dias}}$$

$$Q_{men} = 69.890 \frac{\text{l}}{\text{dia}}$$

- **Dotación promedio de la comunidad**

$$\text{dotación promedio comunidad} = \frac{Q_{men}}{\# \text{ hab}} \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

Qmen= Caudal medio mensual

hab= Número total de habitantes

$$\text{dotación promedio comunidad} = \frac{69.890 \text{ l/dia}}{650 \text{ hab}}$$

$$\text{dotación promedio comunidad} = 107,52 \text{ l/hab/dia}$$

- **Dotaciones recomendadas**

Para determinar las dotaciones recomendadas nos regimos a la norma estudio y diseño de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitante las cuales se observa en la Tabla 25:

Tabla 25: Dotación media futura

| POBLACIÓN (habitantes) | CLIMA | DOTACIÓN MEDIA FUTURA (l/hab/día) |
|---------------------------|----------|---|
| Hasta 5000 | Frío | 120 – 150 |
| | Templado | 130 – 160 |
| | Cálido | 170 – 200 |
| 5000 a 50 000 | Frío | 180 – 200 |
| | Templado | 190 – 220 |
| | Cálido | 200 – 230 |
| Más de 50 000 | Frío | >200 |
| | Templado | >220 |
| | Cálido | >230 |

Fuente: Norma de diseño para sistemas de agua potable, disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

Elaborado por: Autores

La población futura calculada es de 1016 habitantes, y el clima es templado y según la tabla 25 de dotación media futura nos recomienda un valor entre 130-160 (L/hab./día), adoptando un valor de 160 l/hab./día.

Al comparar el resultado de la dotación promedio real de la comunidad que es de 107,52 l/hab./día, y lo que recomienda la norma que se detalla en la tabla 25 que es un valor de 160 l/hab./día, se establece que se utilizara la dotación recomendada por la norma a pesar de que el consumo actualmente es menor.

Se escogió la dotación mayor para el diseño, por ser un valor más crítico y así poder asegurar y satisfacer de la mejor manera las necesidades de la comunidad.

Se tomará en cuenta la dotación de agua contra incendios que recomienda la norma estudio y diseño de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitante que son las que se muestra en la Tabla 26.

Tabla 26: Dotación de agua contra incendios

| NUMERO DE HABITANTES (en miles) | NUMERO DE INCENDIOS SIMULTANEOS | DOTACIÓN POR INCENDIO (L/s) |
|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|
| 5 | 1 | 10 |
| 10 | 1 | 10 |
| 25 | 2 | 10 |
| 50 | 2 | 20 |
| 100 | 2 | 25 |
| 200 | 3 | 25 |
| 500 | 3 | 25 |
| 1000 | 3 | 25 |
| 2000 | 3 | 25 |

Fuente: Norma de diseño para sistemas de agua potable, disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

Elaborado por: Autores

La dotación de agua contra incendios será de 10 l/s, ya que la población se encuentra por debajo de las cinco mil personas, esta dotación se tomará en cuenta en el tanque de almacenamiento, considerando que va a existir un incendio de media hora en el transcurso de todo el día, donde se obtiene un volumen requerido por incendio de 18 m³.

Posteriormente se determina las variaciones de consumo.

- Caudal medio diario (Qmed)

Es el caudal que la población requiere o necesita en un día, este caudal se lo adquiere como promedio de los consumos diarios durante un periodo de un año.

$$Q_{med} = \frac{P * D}{86400} \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

Qmed= Caudal medio (l/s)

P= Número de habitantes (1016 hab.)

D= Dotación (160 l/s)

$$Q_{med} = \frac{1016 * 160}{86400}$$

$$Q_{med} = 1,88 \text{ l/s}$$

- **Caudal máximo diario (Q_{max.dia})**

“Es el caudal pico o máximo que requiere la población en un día, se lo determina al multiplicarlo el caudal medio diario con un factor de mayoración que se encuentra establecido en la norma en un rango de 1,3 -1,5 (Secretaría del Agua, 2016, pág. 66)”.

$$Q_{Max. dia} = K_{max. dia} * Q_{med} \quad (Ec. 7)$$

Donde:

Q_{Max.dia}= Caudal máximo diario (l/s)

K_{max.dia}= Factor de mayoración (1,3)

Q_{med}= Caudal medio (1,88 l/s)

$$Q_{Max. dia} = 1,3 * 1,88$$

$$Q_{Max. dia} = 2,44 \text{ l/s}$$

- **Caudal máximo horario (Q_{max.hor})**

“Es el caudal máximo de consumo en una hora, durante un periodo de un año, y se lo obtiene multiplicando el caudal medio por un coeficiente de mayoración establecido en la norma 2-2,3 (Secretaría del Agua, 2016, pág. 66)”.

$$Q_{Max. hor} = K_{max. hor} * Q_{med} \quad (Ec. 8)$$

Donde:

Q_{Max.hor}= Caudal máximo horario (l/s)

K_{max.hor}= Factor de mayoración (2)

Q_{med}= Caudal medio (1,88 l/s)

$$Q_{Max. hor} = 2 * 1,88$$

$$Q_{Max. hor} = 3,76 \text{ l/s}$$

- Caudales de diseño

Para determinar el caudal de diseño la norma hace referencia diferentes elementos de sistema de agua potable, que en nuestro caso el caudal de diseño será igual al caudal máximo horario y el caudal contra incendios se lo tomará en cuenta en el tanque de almacenamiento de la red de distribución de agua potable, en la Tabla 27 se indica los caudales de diseño para diferentes elementos.

Tabla 27: Caudales de diseño para elementos de un sistema de agua potable

| ELEMENTO | CAUDAL |
|-----------------------------------|----------------------------------|
| Captación de aguas superficiales | Máximo diario + 20% |
| Captación de aguas subterráneas | Máximo diario + 5% |
| Conducción de aguas superficiales | Máximo diario + 10% |
| Conducción de aguas subterráneas | Máximo diario + 5% |
| Red de distribución | Máximo horario + incendio |
| Planta de tratamiento | Máximo diario +10% |

Fuente: Subsecretaria de Saneamiento ambiental y obras Sanitarias, 2012

Elaborado por: Autores

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{Max. hor}} \quad (\text{Ec. 9})$$

$$Q_{\text{diseño}} = 3,76 \text{ l/s}$$

2.1.2.4 Presiones en la red.

Las presiones obtenidas en cada uno de los nodos de la red de distribución de agua potable deben cumplir con los valores mínimos y máximos que establece la norma que a continuación se detalla:

“Se estable un mínimo de 10 m de columna de agua en los puntos y condiciones más desfavorables de la red (Secretaria del Agua, 2016, pág. 264)”.

“La presión estática máxima, no deberá, en lo posible, ser mayor a 70 m de columna de agua y la presión máxima dinámica 0,50 m. Para lograr esto la red podrá ser dividida

en varias subredes interconectadas mediante estructuras o equipos reductores de presión”.
(Secretaría del Agua, 2016, pág. 264)

Las velocidades obtenidas en cada uno de los tramos de tuberías de la red de distribución de agua potable, debe estar en el rango que estipula la normativa EPMAPS que tiene como límites 0,45- 3 m/s.

2.1.3 Diagnóstico del sistema de abastecimiento existente.

La situación actual con respecto al agua potable en la comunidad San Luis de Ichisi, cuenta con un tanque de almacenamiento superficial de 39,26 metros cúbicos, siendo este tanque de forma cilíndrica. El caudal captado proviene directamente de la empresa pública municipal de agua potable alcantarillado y saneamiento básico de Pedro Moncayo, con un caudal medio de 1,53 l/s ver ANEXO 4. La base del tanque de almacenamiento que provee el caudal a la comunidad se encuentra en una elevación de 2980 metros sobre el nivel de mar ver ANEXO 4, donde posteriormente el volumen de agua captado es administrado internamente por la junta de agua potable, y finalmente es distribuida a cada uno de los usuarios.

La base del tanque de almacenamiento superficial en la comunidad se encuentra ubicado en la cota 2812,03 m.s.n.m.

Se realizará un análisis del tanque de almacenamiento, para poder verificar si con ese volumen actual puede satisfacer las demandas futuras, de ser lo contrario se incrementará el volumen del tanque de almacenamiento.

El tanque actual de almacenamiento el agua potable se puede observar en la figura 17.



Figura 17: Tanque de almacenamiento
Fuente: Autores

2.1.2.5 Distribución.

La distribución de agua potable actual se lo realiza desde el tanque de almacenamiento ubicado dentro de la comunidad, el diámetro de la tubería que ingresa al tanque es de 50 mm de material P.V.C, para la distribución de agua para cada uno de los usuarios la tubería pasa por debajo del tanque.

La tubería de distribución de agua potable es de 50mm con tubería P.V.C.

En la Figura 18 podemos observar la tubería de ingreso hacia el tanque de almacenamiento.



Figura 18: Tubería de ingreso al tanque de almacenamiento
Fuente: Autores

En la Figura 19 se presenta como esta conectado las tuberías de salida del tanque de almacenamiento del agua potable.



Figura 19: Tubería de salida del tanque de almacenamiento

Fuente: Autores

2.1.4 Acometidas.

Las acometidas para esta comunidad en la mayoría se pudieron observar que es de tubo P.V.C con un diámetro de 19 mm, que se encuentran constituidas o unidas con diferentes acoples, en cada casa existe un medidor de agua, la problemática que tiene esta población es que las tuberías pasan por predios ajenos, por lo que desean que la red principal pase por la vía y de ahí realizar las acometidas para cada uno de sus hogares.

Según información recopilada por la junta administradora de agua potable de la comuna san Luis de Ichisi, existen 112 viviendas y 114 medidores instalados.

En la Figura 20 se puede observar la acometida de agua potable.



Figura 20: Acometida de agua

Fuente: Autores

2.1.5 Trazado de la red de agua potable.

Para el trazado de la red de distribución de agua potable se basó básicamente en la topografía obtenida de la comunidad y también en la Norma de diseño para sistemas de agua potable, disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

Se tomó en cuenta las infraestructuras viales tanto principales como secundarias.

“Las tuberías de agua potable, deberán estar separadas de las de alcantarillado por lo menos 3m horizontalmente y 30cm verticalmente entre sus superficies exteriores .Las tuberías deberán estar instaladas a una profundidad mínima de 1m sobre la corona del tubo (Secretaria del Agua, 2016, pág. 267).”

La red de distribución de agua potable es de circuito cerrado, que consta de 16 tubos y 12 nodos.

2.1.6 Calidad del agua.

En el ANEXO 3 se muestra los valores obtenidos del análisis de la calidad de agua en el tanque de almacenamiento, para que pueda ser apta para el consumo humano.

Los parámetros y datos obtenidos de la calidad de agua en el tanque de almacenamiento en la comunidad San Luis de Ichisi fueron proporcionados por la empresa pública municipal de agua potable, alcantarillado y saneamiento básico del cantón Pedro Moncayo.

De acuerdo con los datos obtenidos se puede considerar que el agua es apta para el consumo humano ya que cumple con parámetros establecidos por la norma de diseño para sistemas de agua potable, disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

2.2 Sistema de alcantarillado

El sistema de alcantarillado es el encargado de recolectar las aguas servidas producidas por viviendas, industrias, hospitales, centros educativos, etc., y evacuación de las aguas lluvias, las cuales son conducidas por medio de tuberías hacia una descarga final es decir hacia una planta de tratamiento para posteriormente evacuar a la quebrada más cercano del proyecto, evitando así producir efectos nocivos para la quebrada y futuros daños a las poblaciones anexas al río.

Para el diseño se debe controlar diferentes parámetros tales como: pendientes, diámetro mínimo, profundidades mínimas, capacidad de la tubería, caudal, velocidad, etc.

2.2.1 Alternativas de diseño.

En nuestro medio existen dos tipos de sistemas de alcantarillado que son: alcantarillado separado y alcantarillado combinado.

2.3.1.1 Alternativa 1

Diseño de un sistema de alcantarillado separado el cual consiste tener una red para cada tipo de caudal, es decir, una red para recolectar lo que son aguas sanitarias provenientes de los domicilios con tuberías de material PVC y diámetros mínimos de 250 mm, mientras que la otra red recolecta aguas lluvia con diámetros mínimos de 300mm.

2.3.1.2 Alternativa 2

Diseño de un sistema de alcantarillado combinado el cual consiste en recolectar y conducir simultáneamente el caudal de aguas sanitaria y aguas lluvia mediante tuberías con un diámetro mínimo de 300 mm, a este sistema se le debe complementar con un separador de caudales la cual nos permite evacuar el agua lluvia a fuentes naturales como quebradas y las aguas sanitarias a una planta de tratamiento.

2.3.1.3 Selección de alternativa para el diseño del sistema de alcantarillado.

Se selecciona la alternativa 2, diseño de alcantarillado combinado, porque tiene una sola tubería e implica menor movimiento de tierras, lo cual generaría menor impacto a la comunidad, y de igual manera menores costos económicos.

2.2.2 Parámetros de diseño.

Para el diseño de la red sanitaria en la Comunidad de San Luis de Ichisi es una red nueva por lo cual se debe realizar un diseño óptimo controlando diferentes parámetros de acuerdo con las normas de diseño proporcionadas por la EMAAP-Q, tales como: Periodo de diseño, proyección de la población futura, áreas de influencia, caudales de diseño,

velocidades máximas y mínimas, pendientes máximas y mínimas, capacidad de la tubería, etc.

2.2.3 Periodo de diseño

Según la Norma EMAAP-Q-2009 para la selección del periodo de diseño se debe tener en cuenta diferentes características como pueden ser: demanda futura, densidad actual, el tipo de material a utilizarse, la calidad de construcción. En esta norma también nos recomienda que para los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben proyectarse para un periodo de diseño mínimo de 30 años.

Es importante definir el periodo de diseño de la obra ya que de este parámetro nos indica la vida útil del proyecto en el cual debe ser eficiente y brindar un servicio de calidad que satisfaga de forma hidráulica, sanitaria y económica.

2.2.4 Población futura

Un aspecto principal para el diseño de un sistema de alcantarillado es la estimación de la población futura a servir la cual se debe proyectar hasta al periodo de diseño seleccionado.

Se debe tenerse en cuenta que el diseño de redes requiere conocer la distribución espacial de la población, identificando los diferentes usos del suelo, tipos de consumidores y la distribución espacial de la demanda de servicios de alcantarillado. (EMAAP-Q, 2009)

Para el cálculo de la población futura, se empleará el método geométrico:

$$Pf = Pa * (1 + r)^n \quad (Ec. 10)$$

Donde:

Pf: Población futura (habitantes).

Pa: Población actual (habitantes). Según datos proporcionados por la junta de riego se tiene actualmente una población de 650 habitantes.

n: Período de diseño (años). Se toma de 30 años según la norma EMAAP-Q-2009

r : Tasa de crecimiento geométrico de la población expresada como fracción decimal. La tasa de crecimiento para este proyecto será de 1,8%.

Una vez que tenemos todos los datos procedemos a calcular la población futura del proyecto, por lo tanto, se tiene una población de 1111 habitantes para el año 2049.

2.2.5 Densidad poblacional

La densidad poblacional es la relación entre el número de habitantes y el área que abarca el proyecto.

$$Densidad = \frac{\#Habitantes}{Área\ del\ proyecto} \quad (Ec. 11)$$

$$Densidad = \frac{1111\ Hab}{85\ ha}$$

Por lo tanto, para este proyecto se tiene una densidad de 13,07 hab/ha.

2.2.6 Dotaciones

La dotación es cantidad de agua que se establece para cada habitante y que incluye el consumo de todos los servicios que realiza en un día medio anual, tomando en cuenta las pérdidas. Para la determinación de la dotación para la comunidad se tomará de la Norma De Diseño Para Sistemas De Agua Potable, Disposición De Aguas Residuales Para Poblaciones Mayores A 1000 Habitantes, la cual se basa en el número de habitantes y el tipo de clima de la zona del proyecto como lo indica en la Tabla 28

Tabla 28: Dotaciones medias futuras en base al clima y número de habitantes

| POBLACIÓN (habitantes) | CLIMA | DOTACIÓN MEDIA FUTURA (l/hab/día) |
|-----------------------------------|-----------------|--|
| Hasta 5000 | Frío | 120 – 150 |
| | Templado | 130 – 160 |
| | Cálido | 170 – 200 |
| 5000 a 50 000 | Frío | 180 – 200 |
| | Templado | 190 – 220 |
| | Cálido | 200 – 230 |
| Más de 50 000 | Frío | >200 |
| | Templado | >220 |
| | Cálido | >230 |

Fuente: Norma de diseño para sistemas de agua potable, disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes

Elaborado por: Autores

Según la clasificación climática de Köppen-Geinger el clima de la zona del proyecto es templado y con una población futura menor de 5000 habitantes se toma una dotación de 160 (l/hab/día)

2.2.7 Contribución de aguas residuales

2.2.7.1 Aguas residuales domésticas (Q_d)

El caudal de aguas residuales se determina mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{dom} = \frac{d_{neta} \times D * A_{rd} \times R}{86\ 400} \quad (Ec. 12)$$

Donde:

d_{neta} = Dotación neta por habitante (l/ha-día).

A_{rd} = Área residencial bruta de drenaje sanitario (has).

D = Densidad de población futura (hab/ha).

R = Coeficiente de retorno (adimensional).

A continuación, se determina cada uno de los diferentes parámetros de la Ecuación 12:

a) Coeficiente de retorno (R)

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación debe provenir del análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo. (EMAAP-Q, 2009, pág. 30)

En la Tabla 29 se presenta los valores del coeficiente de retorno según la norma EMAAP-Q-2009:

Tabla 29: Coeficiente de retorno de aguas servidas domesticas

| Nivel de complejidad del sistema | Coeficiente de retorno |
|----------------------------------|------------------------|
| Bajo y medio | 0,7 – 0,8 |
| Medio alto y alto | 0,8 – 0,85 |

Fuente: Norma EMMAAP-Q, 2009

Elaborado por: Autores

Al tener el proyecto un nivel de complejidad medio se adopta un coeficiente de retorno (R) promedio igual a 0,8.

b) Coeficiente de simultaneidad o mayoración (M)

Dicho coeficiente nos indica la máxima aportación en un instante por la utilización simultanea del sistema. El coeficiente de mayoración según la EMMAP-Q se encuentra en un rango de $1.5 < M < 4$.

Se puede determinar por formulas empíricas propuestas por diferentes autores.

$$Babbitt \quad M = \frac{4}{Pf^{0.20}} \quad (\text{Ec. 13})$$

$$Giff \quad M = \frac{4}{Pf^{0.17}} \quad (\text{Ec. 14})$$

$$Flores \quad M = \frac{7}{Pf^{0.10}} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde:

Pf= Población futura= 1111 habitantes

En la Tabla 30 podemos observar el coeficiente de simultaneidad determinado por las diferentes ecuaciones:

| Tabla 30: Coeficiente de simultaneidad para diferentes autores | | |
|--|---------------------------|--------|
| AUTOR | FORMULA | VALOR |
| Babbitt | $M = \frac{4}{Pf^{0.20}}$ | 1,00 |
| Giff | $M = \frac{4}{Pf^{0.17}}$ | 1,23 |
| Flores | $M = \frac{7}{Pf^{0.10}}$ | 3,50≈4 |

Elaborado por: Autores

Por lo tanto, para el presente diseño se toma como coeficiente de mayoración del autor Flores de 4 por ser el más conservador, además se encuentra en el rango propuesto por la norma EMMAP-Q-2009.

Una vez obtenido los diferentes parámetros tales como: dotación, área de drenaje, densidad, coeficiente de retorno, coeficiente de simultaneidad, se determina el caudal de aguas residuales domésticas.

Datos:

Dotación= 160 lt/hab/día

Ard= 85 ha

Densidad= 13,07hab/ha

R= 0,83

M= 4

Los datos obtenidos se reemplazan en la Ecuación 12:

$$Q_{dom} = \frac{13,07 \times 160 * 84,5 \times 0,8}{86\ 400} \times 4$$

$$Q_{dom} = 6,545 \text{ l/s}$$

2.2.7.2 Caudal Industrial (Q_i)

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria, y los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. Es necesario hacer consideraciones de velocidad mínima con base en el tipo de desechos para evitar obstrucciones. (EMAAP-Q, 2009, pág. 31)

La norma EMAAP-Q-2009 nos proporciona valores los cuales pueden utilizar cuando existen industrias en zonas residenciales o comerciales. La cuales se indican en la Tabla 31:

Tabla 31: Contribución industrial

| CONTRIBUCIÓN INDUSTRIAL | |
|----------------------------------|--------------------------------------|
| Nivel de complejidad del sistema | Contribución industrial (l/s/ha-ind) |
| Bajo | 0,4 |
| Medio | 0,6 |
| Medio alto | 0,8 |
| Alto | 1,0 – 1,5 |

Fuente: Norma EMAAP-Q,2009
Elaborado por: Autores

La comunidad San Luis de Ichisi cuenta con aproximadamente 30 florícolas con un área aproximadamente de 19 ha. el cual representa el 22% del área total de la comunidad, al ser una fuente de trabajo para la comunidad en el futuro la población piensa ampliar más industrias florícolas, por lo tanto, el nivel de complejidad tomado es medio es decir de 0,6l/ha-ind.

$$Q_{ind} = \text{Coeficiente de nivel de complejidad} * A_{indus} \quad (\text{Ec. 16})$$

$$Q_{ind} = 0,6 * A_{ind}$$

$$Q_{ind} = 0,6 * 19$$

$$Q_{ind} = 11,39 \text{ l/s}$$

2.2.7.3 Caudales institucionales (Q_{in})

En este caudal se encuentran las aguas servidas que son evacuadas por diferentes instituciones como, por ejemplo: escuelas, colegios y universidades, hospitales, hoteles, etc.

En la norma EMMAP-Q-2009 nos indica que para pequeñas instituciones que se encuentren ubicadas en las zonas residenciales se puede estimar a partir de los datos de la Tabla 32.

| Tabla 32: Contribución Institucional mínima en zonas residenciales | |
|--|---|
| Nivel de complejidad del sistema | Contribución institucional (l/s-ha-inst.) |
| Cualquiera | 0,4 – 0,5 |

Fuente: Norma EMAAP-Q,2009

Elaborado por: Autores

Para el presente diseño se toma un valor de 0,4 (l/s-ha-inst) ya que en la zona de proyecto solo existe un centro educativo.

$$Q_{ins} = \text{Coeficiente de contribución institucional} * A_{institu} \quad (\text{Ec. 17})$$

$$Q_{ins} = 0,4 * 0,214$$

$$Q_{ins} = 0,09 \text{ l/s}$$

2.2.7.4 Caudal de infiltración (Q_{inf})

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en las tuberías, en

juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de tuberías con pozos de inspección y demás estructuras, y en estos cuando no son completamente impermeables. (EMAAP-Q, 2009, pág. 33)

Se puede determinar el caudal por infiltración mediante los valores proporcionados por la EMAAP-Q-2009 teniendo en cuenta la topografía de la zona y su drenaje, dimensiones, estado y tipo de tubería, también puede estar asociado con el nivel de amenaza sísmica de la zona. En la Tabla 33 se indican los valores de caudales de infiltración según la norma EMAAP-Q-2009.

Tabla 33: Caudales de infiltración

| Nivel de complejidad del sistema | Infiltración alta (l/s-ha) | Infiltración media (l/s-ha) | Infiltración baja (l/s-ha) |
|----------------------------------|----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| Bajo y medio | 0,1 – 0,3 | 0,1 – 0,3 | 0,05 – 0,2 |
| Medio alto y alto | 0,15 – 0,4 | 0,1 – 0,3 | 0,05 – 0,2 |

Nota: el valor inferior del rango dado corresponde a condiciones constructivas más apropiadas, mayor estanqueidad de tuberías y estructuras complementarias y menor amenaza sísmica

Fuente: Norma EMAAP-Q,2009

Elaborado por: Autores

Se consideró que el suelo donde se encuentra el proyecto tiene bajo contenido de humedad ya que no hay presencia de nivel freático y un nivel de complejidad baja, por lo tanto, se toma un caudal de infiltración de 0,05 l/s/ha.

$$Q_{inf} = \text{Coeficiente de infiltración} * A_{total} \quad (\text{Ec. 18})$$

$$Q_{inf} = 0,05 * 84,5$$

$$Q_{inf} = 0,05 * 84,5$$

$$Q_{inf} = 4,22 \text{ l/s}$$

2.2.8 Caudal sanitario de diseño

El caudal sanitario para el diseño es la suma de los diferentes caudales tales como: aguas residuales domésticas, comerciales, institucionales, industriales y de infiltración.

$$Q_D = Q_s + Q_i + Q_{ins} + Q_{inf} \quad (\text{Ec. 19})$$

$$Q_D = 6,58 + 11,39 + 0,09 + 4,22$$

$$Q_D = 22,28 \text{ l/s}$$

Los caudales mencionados en la Ecuación 19 fueron detallados en el literal 2.2.5.3

2.2.8.1 Características geométricas

a) Diámetro interno mínimo

La norma EMAAP-Q-2009 nos indica que la sección circular es la más usual y su diámetro interno mínimo es de 250 mm, para evitar obstrucciones producidas por el ingreso de objetos respectivamente grandes hacia el sistema y permitir que la circulación de las aguas trabaje a presión.

b) Velocidad mínima y máxima

La norma EMAAP-Q-2009 nos indica que la velocidad mínima es de 0,6 m/s para lavar los sólidos depositados durante el periodo de caudal bajo.

Mientras que la velocidad máxima permitida es de 5 m/s, también se debe tener en cuenta el tipo de material a utilizarse, por lo cual la velocidad permitida para una tubería de PVC tiene una velocidad máxima de 7,5 m/s.

c) Pendiente mínima y máxima

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de autolimpieza y de control de gases adecuadas, mientras que la pendiente máxima está en función de la velocidad máxima permitida.

d) Profundidad hidráulica máxima

Para el diseño del sistema de alcantarillado se debe permitir la aireación adecuada de las aguas residuales por lo tanto la norma EMAAP-Q-2009 nos indica que la capacidad de la tubería debe trabajar entre el 70% y 85% del diámetro real.

e) Profundidad mínima a la cota clave

La tubería debe estar a una profundidad adecuada para permitir el drenaje por gravedad de las descargas domiciliarias sin sótano, aceptando una pendiente mínima de estas de 2%. Además, el cubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de este, ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. (EMAAP-Q, 2009, pág. 41)

Además, nos indica que la profundidad mínima es de 1,50 m a la cota clave y debe localizarse por debajo de la tubería de agua potable.

f) Profundidad máxima a la cota clave

En general la máxima profundidad de las tuberías es del orden de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y tuberías durante (y después de) su construcción. (EMAAP-Q, 2009, pág. 41)

2.2.9 Caudal Pluvial de diseño

2.2.9.1 Periodo de diseño

Para el diseño pluvial la Norma EMAAP-Q-2009 nos indica que se debe tomar un periodo de diseño de 30 años al igual que para un diseño sanitario, se debe tener una planificación la cual permita su actualización cada 5 años, o cuando se tenga que realizar desvíos importantes.

2.2.9.2 Periodo de retorno (Tr)

“El período de retorno de un evento hidrológico se calcula como la inversa de la probabilidad de excedencia anual y representa el intervalo de tiempo promedio (en sentido probabilístico) dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido” (EMAAP-Q, 2009, pág. 68).

La norma EMAAP-Q-2009 recomienda periodos de retorno de acuerdo con el tipo de ocupación del área de influencia del proyecto como se puede ver en la Tabla 34:

| Tabla 34: Periodos de retorno | |
|--|-----------|
| TIPOS DE OCUPACIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA DE LA OBRA | Tr (años) |
| Residencial | 5 |
| Comercial | 5 |
| Área con edificios de servicio público | 5 |
| Aeropuertos | 10 |
| Área comerciales y vía de tránsito intenso | 10 a 25 |
| Área comerciales y residenciales | 25 |
| Áreas de importancia específica | 50 a 100 |

Fuente: Norma EMAAP-Q,2009

Elaborado por: Autores

Para el presente proyecto al ser un área residencial y área industrial se toma un valor entre 5 a 25 años, por lo que se va a asumir un periodo de retorno de 10 años.

2.2.9.3 Caudal pluvial

En la norma EMAAP-Q-2009 nos indica que para cuencas menores a 200 ha se puede aplicar el método racional, por lo tanto, como el proyecto tiene una cuenca de 85 ha se va a aplicar este método mediante la ecuación 20:

$$Q = \frac{C * i * A}{360} \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

Q= Caudal Pico (m³/s)

I= Intensidad de precipitación en mm/h.

A= Área de la cuenca de aporte en ha.

C= Coeficiente de escorrentía.

A continuación, se procederá a determinar los diferentes parámetros indicados en la ecuación, para así obtener el caudal de aguas lluvias:

a) Coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escorrentía depende de las características del suelo como son su cobertura, la ocupación, permeabilidad, pendiente, también depende de las variables hidrometeorológicas tales como: la intensidad y duración de la precipitación, la evaporación, etc. En la Tabla 35 se presenta los coeficientes de escurrimiento dependiendo del periodo de retorno y la característica de la superficie.

Tabla 35: Coeficientes de escurrimiento

| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | PERIODO DE RETORNO EN AÑOS | | | | | | |
|--|----------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 500 |
| ÁREAS DESARROLLADAS | | | | | | | |
| Asfáltico | 0,73 | 0,77 | 0,81 | 0,86 | 0,90 | 0,95 | 1,00 |
| Concreto/techo, Urbanización | 0,75 | 0,80 | 0,83 | 0,88 | 0,92 | 0,97 | 1,00 |
| Zonas verdes (jardines, parques ect.) | | | | | | | |
| Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área) | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0,32 | 0,34 | 0,37 | 0,40 | 0,44 | 0,47 | 0,58 |
| Promedio 2-7% | 0,37 | 0,40 | 0,43 | 0,43 | 0,49 | 0,53 | 0,61 |
| Pendiente, superior al 7% | 0,40 | 0,43 | 0,45 | 0,49 | 0,52 | 0,55 | 0,62 |
| Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área) | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0,21 | 0,23 | 0,25 | 0,29 | 0,32 | 0,36 | 0,49 |
| Promedio 2-7% | 0,29 | 0,32 | 0,35 | 0,39 | 0,42 | 0,46 | 0,56 |
| Pendiente, superior al 7% | 0,34 | 0,37 | 0,40 | 0,44 | 0,47 | 0,51 | 0,58 |
| Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área) | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0,21 | 0,23 | 0,25 | 0,29 | 0,32 | 0,36 | 0,49 |
| Promedio 2-7% | 0,29 | 0,32 | 0,35 | 0,39 | 0,42 | 0,46 | 0,56 |
| Pendiente, superior al 7% | 0,34 | 0,37 | 0,40 | 0,44 | 0,47 | 0,51 | 0,58 |

| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | PERIODO DE RETORNO EN AÑOS | | | | | | |
|----------------------------------|----------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 500 |
| ÁREAS NO DESARROLADAS | | | | | | | |
| Área de cultivos | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0,31 | 0,34 | 0,36 | 0,40 | 0,43 | 0,47 | 0,57 |
| Promedio 2-7% | 0,35 | 0,38 | 0,41 | 0,44 | 0,48 | 0,51 | 0,60 |
| Pendiente, superior al 7% | 0,39 | 0,42 | 0,44 | 0,48 | 0,51 | 0,54 | 0,61 |
| Pastizales | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0,25 | 0,28 | 0,30 | 0,34 | 0,37 | 0,41 | 0,53 |
| Promedio 2-7% | 0,33 | 0,36 | 0,38 | 0,42 | 0,45 | 0,49 | 0,58 |
| Pendiente, superior al 7% | 0,37 | 0,4 | 0,42 | 0,46 | 0,49 | 0,53 | 0,60 |
| Bosques | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0,22 | 0,25 | 0,28 | 0,31 | 0,35 | 0,39 | 0,48 |
| Promedio 2-7% | 0,31 | 0,34 | 0,36 | 0,4 | 0,43 | 0,47 | 0,56 |
| Pendiente, superior al 7% | 0,35 | 0,39 | 0,41 | 0,45 | 0,48 | 0,52 | 0,58 |

Fuente: Hidrología básica y aplicada, Gutiérrez Carlos.

Elaborado por: Autores

La mayor parte de la comunidad de San Luis de Ichisi está cubierta de pasto y al tener un periodo de retorno de 10 años se tiene un coeficiente de escurrimiento de 0,35.

b) Intensidad

Para determinar la intensidad de lluvia se establece la estación meteorológica que se encuentre más cerca al proyecto, para lo cual se tiene la estación M0022 “Tabacundo H. Mojanda”.

Mediante la estación seleccionada se obtiene las ecuaciones de intensidades que se presenta en la Tabla 36:

| Tabla 36: Ecuaciones IDF para la Estación Tabacundo H Mojanda | | | |
|---|----------------------|---------------------|--|
| Código | Estación | Duración | Ecuación |
| M0022 | Tabacundo H. Mojanda | 5 Min < 29.1 Min | $I_{tr} = 159.82 * Id_{TR} * t^{-0.45}$ |
| | | 29.1 Min < 1440 min | $I_{tr} = 750.28 * Id_{TR} * t^{-0.909}$ |

Fuente: (INAMHI,2015, pág. 202)

Elaborado por: Autores

Donde:

I_{tr} = Intensidad de precipitación para un periodo de retorno (mm/h)

I_{dTR} = Intensidad diaria para un periodo de retorno dado (mm/h)

t = Tiempo de concentración (min)

b.1) Intensidad diaria (I_{dTR})

Para la determinación del I_{dTR} nos basamos en el mapa de intensidades máximas en 24 horas de acuerdo con el periodo de retorno seleccionado el cual es de 10 años el cual se muestra en el literal 2.3.7.2, dichos mapas son proporcionadas por el INAMHI 2015, en el cual ubicamos las coordenadas del proyecto. En la Figura 21 se presenta el mapa de intensidades Máximas en 24 horas para un TR=10 años.

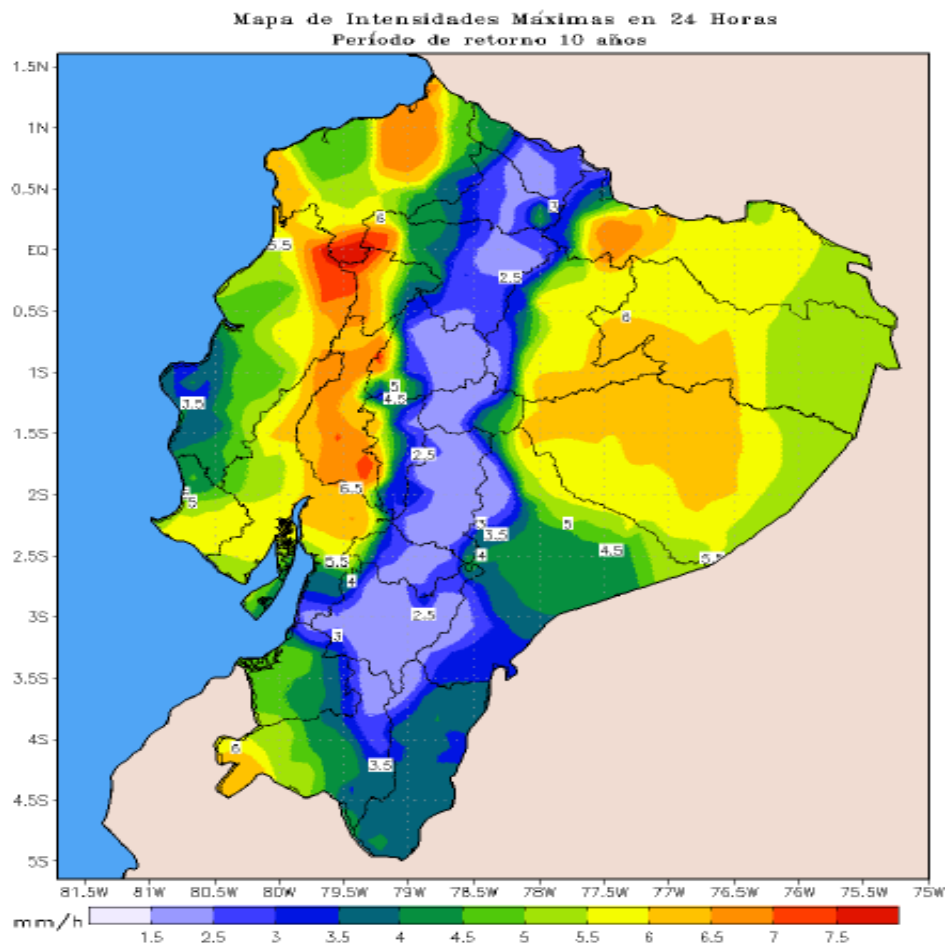


Figura 21: Mapa de intensidades Máximas en 24 horas para un TR=10 años

Fuente: INAMHI 2015

Por lo tanto, una vez que se ubica el punto de estudio en el mapa de intensidades se determina que la intensidad es de 1,7 mm/h.

c) Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en llegar la lluvia que cae en el punto más distante de la desembocadura de una cuenca hasta dicha desembocadura y se mide en minutos u horas.

Comúnmente se puede estimar el tiempo total de viaje como la suma del tiempo del flujo sobre la superficie, más el tiempo de viaje por los canales secundarios, más el tiempo de viaje por el cauce principal hasta el punto de control. (EMAAP-Q, 2009, pág. 87)

$$t_c = t_i + t_f \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración (min u horas).

t_i = Tiempo inicial o de entrada al sistema de alcantarillado (min u horas).

t_f = Tiempo de flujo a lo largo de los conductos del sistema de alcantarillado (min u horas).

Para el proyecto se tomará como tiempo de concentración inicial de 12 minutos, mientras que para el tiempo de flujo se puede determinar mediante la Ecuación 22.

$$t = \frac{L}{60 * V} \quad (\text{Ec. 22})$$

Donde:

t = Tiempo de viaje del conducto (min).

L = Longitud (m)

V = velocidad media en la sección de escurrimiento (m/s)

El tiempo de concentración para cada tramo será la suma del tiempo de concentración inicial más el tiempo de recorrido dentro de los conductos que le preceden. En los puntos de convergencia de dos o más tuberías, deberá usarse el mayor de los tiempos de concentración encontrados. (EMAAP-Q, 2009, pág. 88)

Para la determinación del tiempo de concentración se empleará la Ecuación 22 propuesta por Kirprich (1940), la cual se la utiliza para canales bien definidos y con pendientes del 5% a 10%.

$$t_c = 0.0194 * \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right) \quad (\text{Ec. 23})$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (min)

L = longitud de la cuenca (m)

S = pendiente de la cuenca (m/m)

2.2.9.4 Diámetro interior mínimo

El diámetro mínimo recomendado por la Norma EMAPAP-Q-2009 pág. 98 para sistemas pluviales es de 400 mm con el fin de evitar obstrucciones producidas por residuos de basura, escombros, etc., se acepta diámetros de 300 mm en sistemas de drenaje muy complejos en los cuales se tiene que verificar velocidades mínimas y máximas.

2.2.9.5 Velocidades mínimas y máximas

La norma EMAAP-Q-2009 pág. 99, recomienda una velocidad mínima de 0.6m/s con el fin de evitar el almacenamiento de sedimentos en las tuberías del sistema, se debe tener en cuenta que la tubería debe trabajar como una tubería parcialmente llena.

La velocidad máxima permisible, para evitar erosión en las tuberías, está en función del tipo de material que se utilice y de la cantidad y características de las partículas sólidas arrastradas y suspendidas en el escurrimiento. Para su revisión se utiliza el caudal máximo extraordinario, considerando el tirante que resulte (a sección del tubo lleno o parcialmente lleno). (EMAAP-Q-2009, pág. 99)

En la tabla 37 se presenta los valores de velocidades máxima propuestos por la Norma EMAAP-Q-2009.

Tabla 37: Velocidades de acuerdo con el tipo de material

| MATERIAL DE LA TUBERÍA | Velocidad máxima (m/s) |
|---|------------------------|
| Tubería de Hormigón simple hasta 60 cm. de diámetro | 4,5 |
| Tubería de Hormigón armado de 60 cm. de diámetro o mayores. | 6,0 |
| Tubería de Hormigón armado de 60 cm. de diámetro o mayores. | 6,0 – 6,5 |
| Hormigón armado en obra 280/350 kg/cm ² . Grandes conducciones | 7,0 – 7,5 |
| PEAD, PVC, PRFV | 7,5 |
| Acero * | 9,0 o mayor |
| Hierro dúctil o fundido * | 9,0 o mayor |
| * A ser utilizado en rápidas y/o tramos cortos | |

Fuente: Norma EMAAP-Q-2009, pág.99

Elaborado por: Autores

2.2.9.6 Pendientes mínimas y máximas

La pendiente de cada tramo de tubería debe ser tan semejante a la del terreno como sea posible, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero se deberá proyectar con una pendiente mínima del 0,5% para tuberías de 400 mm en la red de drenaje cuando las condiciones topográficas y las conexiones que se hicieran lo permitan, esto con el objeto de garantizar que el régimen hidráulico que se forme no ocasione sedimentos que

reduzcan la capacidad del conducto y requiera un mantenimiento más continuo. (EMAAP-Q, 2009, pág. 100)

En pendientes altas se recomienda no sobrepasar las velocidades máximas permisibles. En caso de que exista la posibilidad de deslizamiento, la tubería deberá anclarse a intervalos regulares, según se requiera. Cuando la pendiente del terreno no permita disponer de conducciones pluviales con pendientes que generen velocidades admisibles, se deberá disponer de estructuras especiales para limitar la velocidad y reducir la energía del escurrimiento. (EMAAP-Q, 2009, pág. 100)

2.2.9.7 Profundidad hidráulica máxima

La profundidad hidráulica máxima la llamaremos calado el cual debe estar entre el 70% y 85% del diámetro de la tubería.

2.2.9.8 Profundidad mínima y máxima a la cota clave

La Norma EMAAP-Q-2009 nos indica que se debe tener una profundidad mínima de 1,50 m para que el drenaje de agua lluvia trabaje por gravedad. Y la profundidad máxima puede ser de 5m, en casos que se requiera de mayor profundidad se debe cumplir con requerimientos geotécnicos de la cimentación y de las estructuras.

2.2.10 Caudal combinado

El sistema combinado es la suma de los caudales sanitarios y pluviales dando así el caudal de diseño por lo cual las bases de diseño para el sistema combinado son las mismas bases mencionadas en el literal 2.2.6 y 2.2.7.

$$Q_{Diseño} = Q_p + Q_s \quad (Ec. 24)$$

$$Q_{Diseño} = 7039,70 + 22,28$$

$$Q_{Diseño} = 7061,979 \text{ l/s}$$

2.3.1.4 Dimensionamiento de tuberías

Para el dimensionamiento de las tuberías se toma como base la fórmula de Manning, la cual nos ayuda a determinar la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * J^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde:

V: Velocidad del flujo (m/s).

R: Radio hidráulico de escurrimiento (m); $R=A/P$.

J: gradiente hidráulica del tramo (m/m).

n: Coeficiente de Manning. Para tuberías tipo PVC la norma EMAAP-Q-2009, pág. 93 nos recomienda un coeficiente de rugosidad igual a $n=0,011$, mientras que para tuberías de concreto se toma un coeficiente de rugosidad $n=0,017$ valor tomado del libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow, pág. 108.

En cuanto para determinar el caudal se utiliza la ecuación fundamental de la hidráulica:

$$Q = V * A \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

Q: Caudal de escurrimiento (m^3/s).

A: Área de la sección de escurrimiento (m^2).

V: Velocidad del flujo (m/s).

La Ecuación 25 y Ecuación 26 se las utilizará para tuberías a sección llena, pero se debe tomar en cuenta que para tener una buena eficiencia la tubería debe trabajar entre el 70% y 85% del diámetro real como se muestra en la Figura 22.

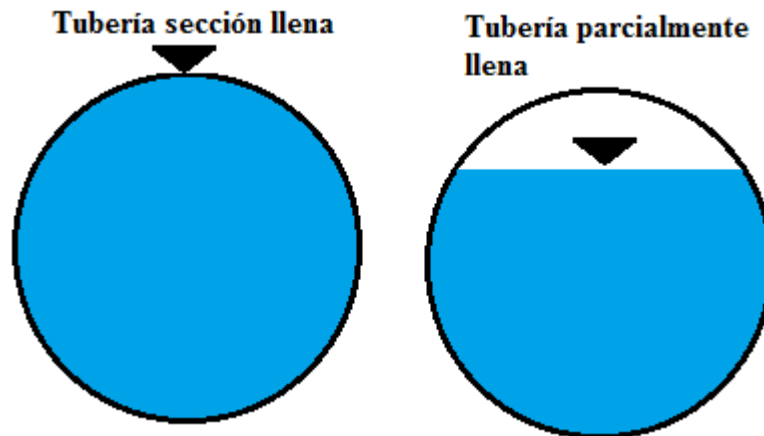


Figura 22: Relación de caudales de diseño
Elaborado por autores

Para determinar la velocidad de tuberías parcialmente llenas se utiliza ábacos según la forma de la sección ya que es muy complejo encontrar el área mojada y el radio hidráulico para una sección circular, se describe el procedimiento para el uso del ábaco.

- 1.- Se toma una relación del caudal de diseño (Q_d) con el caudal a tubería llena (Q), dicho valor se lo ubica en el eje x del ábaco (Figura 23).
- 2.- Una vez que se ubica la relación Q_d/Q en el ábaco se dirige hasta la curva de gasto y posterior al eje y donde se determina la relación del calado con el diámetro de la sección.

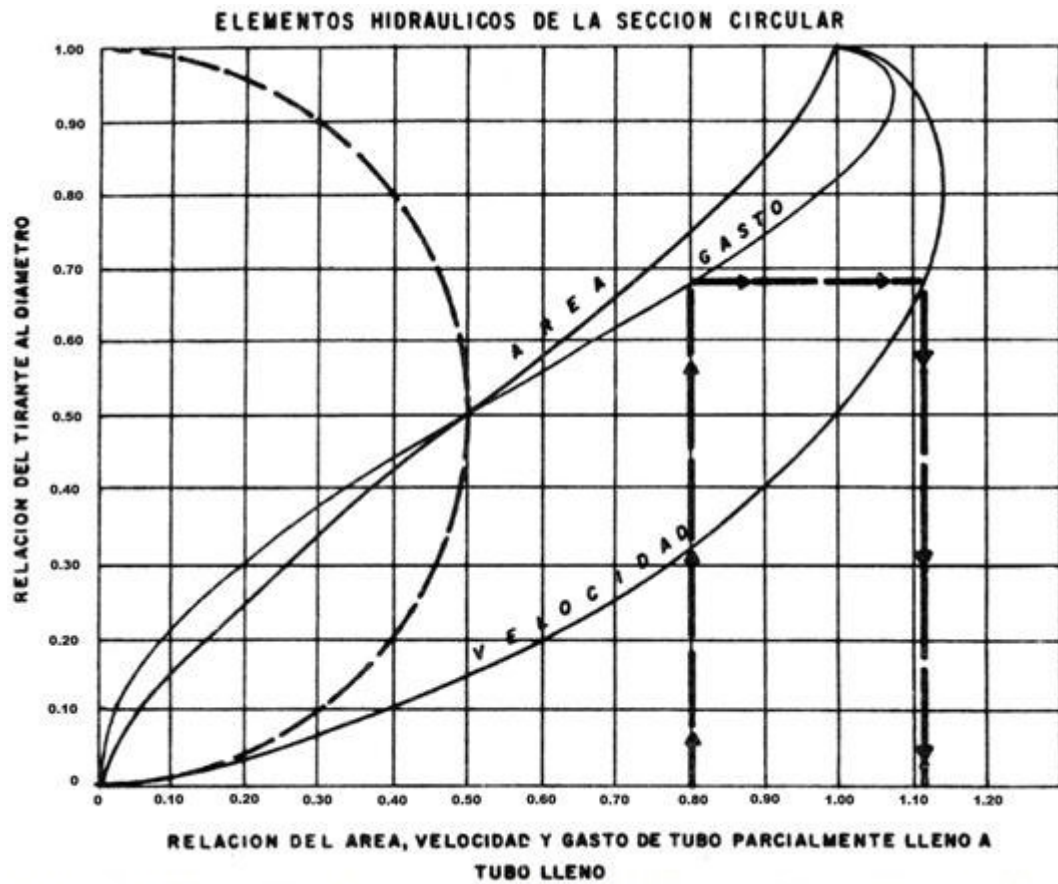


Figura 23: Ábaco elementos hidráulicos para sección circular
Fuente: Principios de la Hidráulica, Sandoval W.

CAPÍTULO 3

CÁLCULOS Y DISEÑO

3.1 Sistema de distribución de agua potable

3.1.1 Descripción de la red de distribución.

La red de distribución de agua potable en la comunidad San Luis de Ichisi, es ineficaz debido a que en horas pico no abastece con las demandas requeridas por los usuarios y también que las tuberías principales atraviesan por los predios, por este motivo se realiza el diseño de agua potable para esta comunidad para garantizar un mejor servicio a los usuarios.

El caudal que se entrega al tanque de almacenamiento ubicado dentro de la comunidad es proveniente de tanques ubicados en la cabecera cantonal de Tabacundo y su sistema es a gravedad.

Dentro de la comunidad se encuentra construido un tanque de almacenamiento superficial de forma cilíndrica con un volumen útil de 39,26m³.

Posteriormente el agua es distribuida a cada uno de los predios, bajo la jurisdicción de la junta de agua potable.

3.1.2 Consideraciones en la red de distribución.

Para las consideraciones de la red de distribución se tomó como referencia varias normas que se encuentran vigentes y que se deben cumplir con cada uno de los parámetros establecidos y a continuación se detalla las consideraciones:

- Para el diseño de la red de distribución se diseñará con el caudal máximo horario.

- El sistema trabaja a gravedad.
- Se establece una presión mínima de 10 metros de columna de agua en puntos y condiciones más desfavorables de la red.
- La presión máxima estática no debe ser mayor a 70 metros de columna de agua.
- La presión máxima dinámica no deberá ser mayor a 50 metros de columna de agua.
- El perímetro de la malla o circuito debe estar entre 500 a 2000 metros.
- Las tuberías de agua potable deben estar separadas por lo menos 3 metros horizontalmente y 30 centímetros verticalmente con respecto al alcantarillado.
- Las tuberías deben estar instaladas a una profundidad mínima de 1 metro sobre la corona del tubo.
- El diámetro mínimo de tubería será de 19 mm.
- La velocidad máxima será de 3 m/s.
- La velocidad mínima será de 0,45 m/s.

3.1.3 Distribución de gastos en los nudos.

Para determinar los caudales de demanda en cada uno de los nodos se lo realizo mediante el método de repartición media, que consiste en repartir los caudales por mitades a cada uno de los nodos tomando en cuenta cada área de aportación.

Para poder observar cómo se comporta la red de distribución a través del tiempo, se realizó la modelación para 15 y 25 años con diferentes números de habitantes para cada uno de los periodos de diseño.

El caudal de diseño para la red de distribución se lo realizó con el caudal máximo horario, y mediante el método de Hardy Cross se obtuvo los caudales en cada nodo cumpliendo que la sumatoria de caudales en cada uno de los nodos sea cero o aplicando la ley de continuidad en la cual el caudal que ingresa debe ser el mismo que sale.

Los datos para el diseño de agua para 25 años se presentan en la Tabla 38.

Tabla 38: Datos para el diseño de agua potable para 25 años

| DATOS DE DISEÑO PARA 25 AÑOS | |
|-------------------------------------|----------------|
| Población futura | 1016 Hab |
| Dotación | 160 lt/hab/día |
| Caudal medio diario (QM) | 1,88 l/s |
| Caudal máximo diario (QMD) | 2,45 l/s |
| Caudal máximo Horario (QMH) | 3,76 l/s |
| Área total | 70,92 Ha |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 39 se muestra los caudales de demanda para cada uno de los nodos mediante el método de repartición media en un periodo de 25 años.

Tabla 39: Distribución de caudales de demanda en los nodos para 25 años

| DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES EN LOS NODOS | | |
|--|--------------------|------------------------------|
| Nodo | Demanda l/s | Elevación m.s.n.m |
| N1 | 0,32 | 2802,53 |
| N2 | 0,08 | 2799,15 |
| N3 | 0,22 | 2799,31 |
| N4 | 0,06 | 2798 |
| N5 | 0,34 | 2793 |
| N6 | 0,19 | 2789,93 |
| N7 | 0,19 | 2785,07 |
| N8 | 0,15 | 2786,42 |
| N9 | 0,06 | 2783,27 |
| N10 | 1,23 | 2777,07 |
| N11 | 0,63 | 2765,92 |
| N12 | 0,31 | 2771,81 |
| TOTAL | 3,76 | |
| qu (l/s/ha) | 0,053 | |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 40 se menciona los parámetros de diseño para la red de distribución de agua potable en un lapso de 15 años.

Tabla 40: Datos para el diseño de agua potable para 15 años

| DATOS DE DISEÑO PARA 15 AÑOS | |
|-------------------------------------|----------------|
| Población futura | 849 Hab |
| Dotación | 160 lt/hab/día |
| Caudal medio diario (QM) | 1,57 l/s |
| Caudal máximo diario (QMD) | 2,04 l/s |
| Caudal máximo Horario (QMH) | 3,14 l/s |
| Área total | 70,92 Ha. |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 41 se muestra los caudales de demanda para cada uno de los nodos mediante el método de repartición media en un periodo de 15 años.

Tabla 41: Distribución de caudales de demanda en los nodos para 15 años

| DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES EN LOS NODOS | | |
|--|--------------------|------------------------------|
| Nodo | Demanda l/s | Elevación m.s.n.m |
| N1 | 0,27 | 2802,53 |
| N2 | 0,06 | 2799,15 |
| N3 | 0,18 | 2799,31 |
| N4 | 0,05 | 2798 |
| N5 | 0,28 | 2793 |
| N6 | 0,16 | 2789,93 |
| N7 | 0,15 | 2785,07 |
| N8 | 0,12 | 2786,42 |
| N9 | 0,05 | 2783,27 |
| N10 | 1,02 | 2777,07 |
| N11 | 0,53 | 2765,92 |
| N12 | 0,26 | 2771,81 |

Elaborado por: Autores

3.1.4 Determinación de diámetros y cálculos de presiones.

El diámetro mínimo que la norma establece es de 19 mm, donde la velocidad está relacionado con el diámetro y es inversamente proporcional, el cálculo de las presiones

dinámicas en cada uno de los nodos es un parámetro primordial que se generan debido a que existen dos tipos de pérdidas, las locales se generan debido a que se colocan en la red accesorios como válvulas y codos y por las pérdidas longitudinales o pérdidas por fricción que se generan a lo largo de la tubería y que depende de la longitud y del tipo de material.

Para el diseño de agua potable se debe considerar que la presión está en función o depende básicamente de la elevación del tanque de almacenamiento y de la topografía, en nuestro proyecto se tiene pendientes bajas y se generan presiones pequeñas en los nodos más cercanos al tanque de almacenamiento, para poder aumentar la presión se debe incrementar el diámetro de las tuberías y/o aumentar la altura del tanque de almacenamiento.

En la Tabla 42 se muestra las presiones de trabajo para diferentes diámetros de tuberías PVC.

Tabla 42: Especificaciones para presiones de trabajo de tuberías de PVC

| Diámetro nominal (mm) | Diámetro interior (mm) | PRESIÓN DE TRABAJO | | | |
|------------------------------|-------------------------------|---------------------------|---------------|------------|--------------|
| | | lb/plg2 | Kg/cm2 | MPa | m.c.a |
| 20 | 17 | 290 | 20,4 | 2 | 204 |
| 25 | 22 | 232 | 16,32 | 1,6 | 163,2 |
| 32 | 29 | 181 | 12,75 | 1,25 | 127,5 |
| 40 | 37 | 145 | 10,2 | 1 | 102 |
| 50 | 47 | 116 | 8,16 | 0,8 | 81,6 |

Elaborado por: Autores

3.1.5 Determinación de pérdidas de carga.

Para determinar las pérdidas de carga a lo largo de la tubería, la norma nos sugiere utilizar las ecuaciones de Hazen y Williams o la ecuación de Darcy Weisbach.

Para este diseño se utilizó la ecuación de Darcy Weisbach, que en la ecuación 27 se detalla cada uno de sus parámetros.

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

H_f= Pérdida de carga distribuida en metros de columna del líquido.

D= Diámetro interno de la tubería en metros.

f= Coeficiente adimensional de pérdida de carga distribuida por fricción.

L= Longitud del tubo en m.

v= Velocidad media de flujo en la sección en m/s.

g= Aceleración de la gravedad en m/s².

Para determinar el factor de fricción (f), en la ecuación de Darcy Weisbach se utilizó la ecuación 28 que estableció Karmann Prandtl en la que se considera un régimen de flujo turbulento rugoso. Este criterio supone que la tubería alcanzara un cierto grado de rugosidad al pasar algún tiempo de uso. A continuación, se detalla cada uno sus parámetros.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,14 + 2 \log \frac{D}{E} \quad (\text{Ec. 27})$$

Donde:

f: coeficiente adimensional de pérdida de carga distribuida por fricción.

D: diámetro interno de la tubería en metros.

E: rugosidad absoluta del tubo en metros.

Para determinar las pérdidas por accesorios que se necesita para unir tuberías de diferentes diámetros se utiliza la ecuación 29.

$$H_a = K_a * \left[\frac{v^2}{2g} \right] \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

H_a = Pérdida de carga en el accesorio (m.c.a)

K_a = Coeficiente de perdida de carga del accesorio (adimensional)

V = velocidad en la sección (m/s)

g = Gravedad (m/s²)

En la Tabla 43 se describen cada uno de los coeficientes de pérdida de carga de cada uno de los accesorios.

Tabla 43: Valores del coeficiente de pérdidas de carga

| ACCESORIO | COEFICIENTE DE PÉRDIDA |
|---------------------------------|------------------------|
| Válvula de globo, todo abierta | 10,00 |
| Válvula de ángulo, todo abierta | 5,00 |
| Válvula compuerta, todo abierta | 0,20 |
| Codo de radio pequeño | 0,90 |
| Codo de radio mediano | 0,80 |
| Codo de radio grande | 0,60 |
| Codo a 45 grados | 0,40 |
| codo de retorno (180 °) | 2,20 |
| Te estándar- flujo recto | 0,60 |

Fuente: Celi Suarez Byron Alcívar & Pesantez Izquierdo, 2012

3.1.6 Diseño de la red de distribución.

La red de distribución está conformada por tuberías principales y secundarias, y está estructurada mediante una red cerrada, que consta de cuatro circuitos y doce nodos.

Para poder observar la variación de porcentajes de demanda hora a hora de agua se realizó un censo en la comunidad y se pudo obtener un resultado que a las 18 horas es el consumo máximo horario y el consumo mínimo de agua se encuentra de 12 a 03 horas.

En la Tabla 44 se detalla cada uno de los porcentajes de variaciones horarias durante un día y al ser multiplicado por el caudal medio diario se obtiene el caudal que se utiliza en una hora determinada.

Tabla 44: Variaciones horarias en un día.

| VARIACIONES HORARIAS | | |
|-----------------------------|----------|-------------------|
| hora | K | QM*K (l/s) |
| 0 | 0,1 | 0,19 |
| 1 | 0,1 | 0,19 |
| 2 | 0,1 | 0,19 |
| 3 | 0,1 | 0,19 |
| 4 | 0,3 | 0,56 |
| 5 | 0,5 | 0,94 |
| 6 | 0,8 | 1,51 |
| 7 | 1,3 | 2,45 |
| 8 | 1,2 | 2,26 |
| 9 | 0,8 | 1,51 |
| 10 | 0,7 | 1,32 |
| 11 | 0,7 | 1,32 |
| 12 | 1,3 | 2,45 |
| 13 | 1,4 | 2,63 |
| 14 | 1 | 1,88 |
| 15 | 1,1 | 2,07 |
| 16 | 1,4 | 2,63 |
| 17 | 1,6 | 3,01 |
| 18 | 2 | 3,76 |
| 19 | 1,4 | 2,63 |
| 20 | 1,2 | 2,26 |
| 21 | 0,7 | 1,32 |
| 22 | 0,2 | 0,38 |
| 23 | 0,1 | 0,19 |

Elaborado por: Autores

En base a estos resultados se obtuvo que a las 07 horas se tiene el caudal medio diario, a las 14 horas se obtiene el caudal medio y a las 18 horas que es la hora pico se tiene el caudal máximo horario.

Los porcentajes asignados al caudal medio durante un día corresponden a los coeficientes de mayoración de diseño.

El coeficiente para determinar el caudal máximo horario es de 2.

En la figura 24 se puede observar las variaciones de consumo de agua hora a hora.

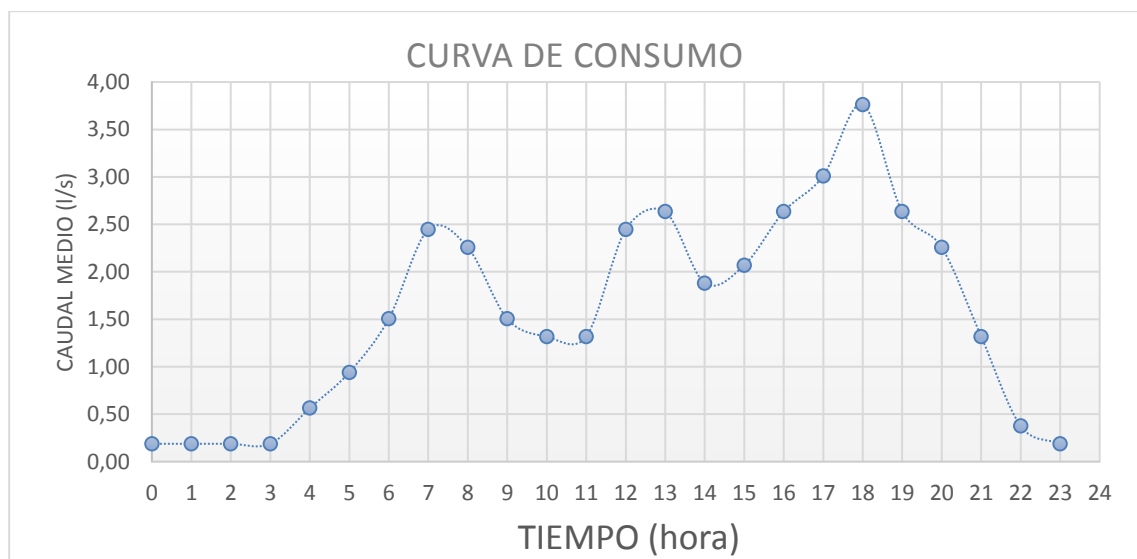


Figura 24: Curva de consumo en un día, en base a encuesta realizada a la comunidad.

Elaborado por: Autores

En la Tabla 45 se realizó un análisis entre el caudal de ingreso y de salida para verificar si el volumen del tanque almacenamiento actual (39,26m³), es capaz de almacenar el volumen para las demandas futuras.

Tabla 45: Variación de volumen de consumo

| Hora | volumen de consumo (m3) | volumen de consumo acumulado (m3) | Caudal de entrada (m3/s) | volumen de entrada acumulado (m3) | variación de volumen (m3) |
|-------------|--------------------------------|--|---------------------------------|--|----------------------------------|
| 0 | 0,68 | 0,68 | 0,00157 | 5,67 | 4,99 |
| 1 | 0,68 | 1,35 | 0,00157 | 11,33 | 9,98 |
| 2 | 0,68 | 2,03 | 0,00157 | 17,00 | 14,97 |
| 3 | 0,68 | 2,71 | 0,00157 | 22,67 | 19,96 |
| 4 | 2,03 | 4,74 | 0,00157 | 28,34 | 23,60 |
| 5 | 3,38 | 8,12 | 0,00157 | 34,00 | 25,88 |
| 6 | 5,41 | 13,53 | 0,00157 | 39,67 | 26,14 |
| 7 | 8,80 | 22,33 | 0,00157 | 45,34 | 23,01 |
| 8 | 8,12 | 30,45 | 0,00157 | 51,00 | 20,55 |
| 9 | 5,41 | 35,86 | 0,00157 | 56,67 | 20,81 |
| 10 | 4,74 | 40,60 | 0,00157 | 62,34 | 21,74 |
| 11 | 4,74 | 45,34 | 0,00157 | 68,00 | 22,67 |
| 12 | 8,80 | 54,13 | 0,00157 | 73,67 | 19,54 |
| 13 | 9,47 | 63,61 | 0,00157 | 79,34 | 15,73 |
| 14 | 6,77 | 70,37 | 0,00157 | 85,01 | 14,63 |
| 15 | 7,44 | 77,82 | 0,00157 | 90,67 | 12,86 |
| 16 | 9,47 | 87,29 | 0,00157 | 96,34 | 9,05 |
| 17 | 10,83 | 98,12 | 0,00157 | 102,01 | 3,89 |
| 18 | 13,53 | 111,65 | 0,00157 | 107,67 | -3,98 |
| 19 | 9,47 | 121,12 | 0,00157 | 113,34 | -7,78 |
| 20 | 8,12 | 129,24 | 0,00157 | 119,01 | -10,24 |
| 21 | 4,74 | 133,98 | 0,00157 | 124,68 | -9,30 |
| 22 | 1,35 | 135,33 | 0,00157 | 130,34 | -4,99 |
| 23 | 0,68 | 136,01 | 0,00157 | 136,01 | -0,001 |

Elaborado por: Autores

Del análisis realizado en la tabla 45, se obtiene el volumen de demanda total acumulado (136,01 m3) que se requiere en un día. También se determina el volumen total acumulado que ingresa constantemente al tanque de almacenamiento (136,01m3) en un día. Posteriormente se determina la diferencia de volumen que existe entre el que ingresa y el de demanda, de estos resultados obtenidos de la diferencia de volumen, se escoge el valor mayor entre los positivos (26,14m3) que significa el volumen de excedentes. También se

escoge el valor mayor entre los negativos ($-10,24\text{m}^3$) que significa el volumen de deficiencia.

La suma de los dos valores absolutos anterior mencionados ($26,14\text{m}^3$ y $-10,24\text{m}^3$), que dan un valor de $36,38\text{ m}^3$, es el volumen que requiere el tanque de almacenamiento, lo que quiere decir que el volumen actual existente ($39,26\text{ m}^3$) del tanque de almacenamiento si abastece a las demandas requeridas por los usuarios.

Se establece que el volumen contra incendios va a ser considerado en el tanque de almacenamiento. La norma recomienda que para poblaciones menores a 5000 habitantes la dotación por incendio debe de ser de 10 l/s , considerando que va a existir un incendio de media hora en el transcurso de todo el día, se tiene un volumen requerido por incendio de 18 m^3 .

El volumen total en el tanque de almacenamiento debe de ser de $54,38\text{ m}^3$, que se lo obtiene de la suma del volumen contara incendio (18m^3) y del volumen requerido ($36,38\text{ m}^3$).

Por lo cual el tanque de almacenamiento debe ser incrementado, ya que el volumen actual ($39,26\text{m}^3$) es menor al volumen total proyectado ($54,38\text{ m}^3$).

El caudal medio diario que recibe el tanque de almacenamiento es de $1,57\text{ l/s}$, por lo que se representa en la Figura 25 como una línea recta constante durante un día.

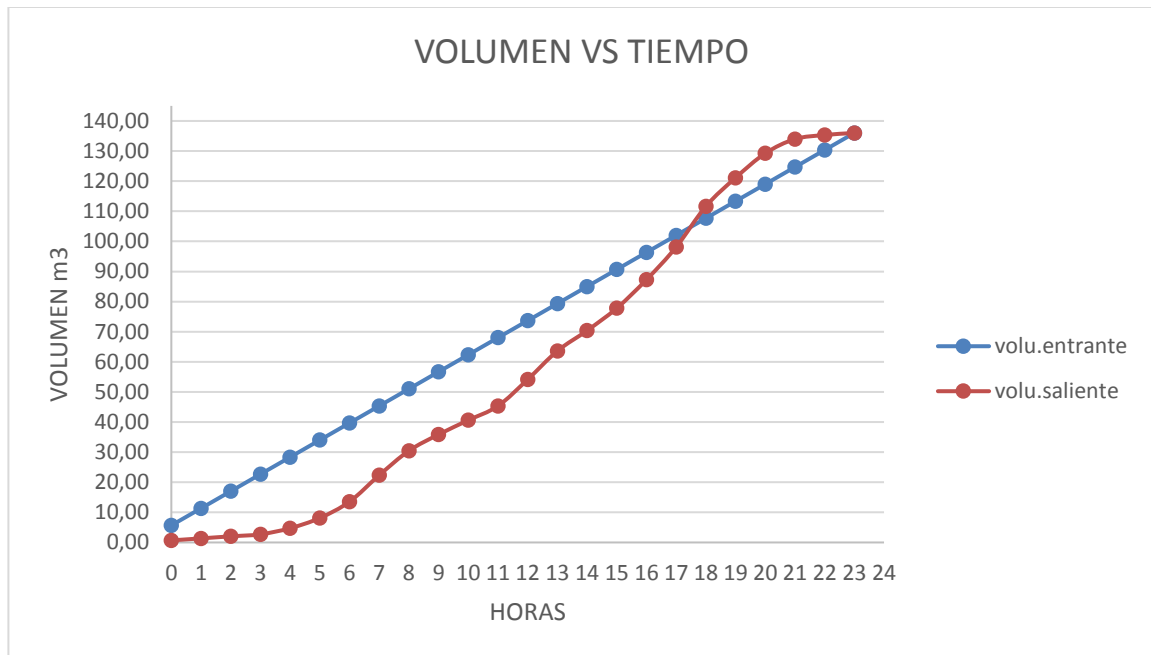


Figura 25: Variaciones de consumo
Elaborado por: Autores

En base a la Figura 26 se puede verificar que desde las 18 horas a 23 horas existe una deficiencia de volumen en el tanque de almacenamiento.

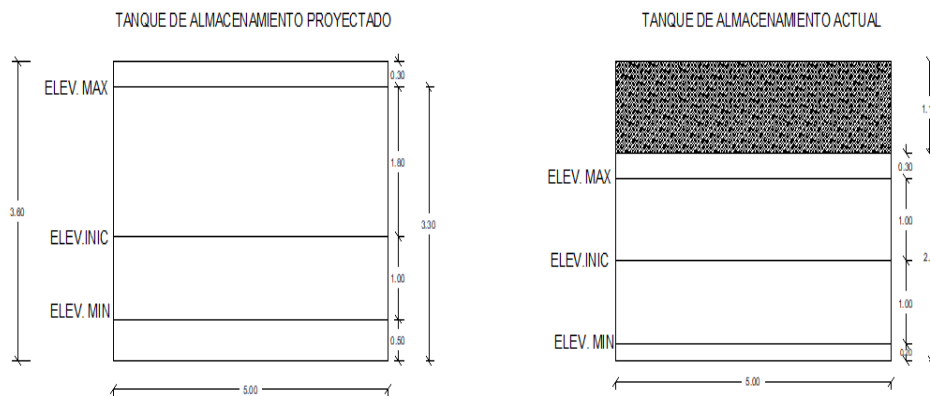


Figura 26: Alturas de tanque de almacenamiento actual y proyectado
Elaborado por: Autores

En la Tabla 46 se detalla las elevaciones del tanque de almacenamiento proyectada, por lo que para cumplir las demandas se tiene que elevar en el mismo tanque una altura total de 1,10m, ya se considera una altura libre de 0,30 m.

Tabla 46: Elevaciones de tanque de almacenamiento proyectado

| ELEVACIONES DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO PROYECTADO | |
|---|---------|
| Elevación base (m.s.n.m) | 2812,03 |
| Elevación mínima (m.s.n.m) | 2812,53 |
| Elevación inicial (m.s.n.m) | 2813,53 |
| Elevación máxima (m.s.n.m) | 2815,33 |
| altura libre (m) | 0,3 |
| Diámetro (m) | 5 |
| Volumen muerto (m3) | 9,81 |
| Volumen útil (m3) | 54,98 |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 47 se puede observar las elevaciones del tanque de almacenamientos actual que tiene la comunidad.

Tabla 47: Elevaciones de tanque de almacenamiento actual

| ELEVACIONES DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO ACTUAL | |
|---|---------|
| Elevación base (m.s.n.m) | 2812,03 |
| Elevación mínima (m.s.n.m) | 2812,23 |
| Elevación inicial (m.s.n.m) | 2813,23 |
| Elevación máxima (m.s.n.m) | 2814,23 |
| altura libre (m) | 0,3 |
| Diámetro (m) | 5 |
| Volumen muerto (m3) | 3,93 |
| Volumen útil (m3) | 39,26 |

Elaborado por: Autores

La red de distribución se diseñó con el caudal máximo horario que tiene un valor de 3,76 l/s, y este caudal está distribuido en cada uno de los nodos dependiendo el área de aportación.

El caudal que ingresa al tanque de almacenamiento es de 1,53 l/s, ese dato fue proporcionado por la empresa pública municipal de agua potable, alcantarillado y saneamiento básico Pedro Moncayo, en el ANEXO 4 se muestra el valor del caudal de ingreso al tanque de almacenamiento.

La red de distribución de agua potable está conformada por tuberías de diferentes diámetros para así poder cumplir con velocidades y presiones establecidas en las normas vigentes.

Para determinar los caudales de demanda en cada uno de los nodos se determinaron las áreas de aportación que se muestran en la Figura 27.

Cabe recalcar que el diseño de la red de agua potable del proyecto involucra exclusivamente red matriz, y no análisis de acometidas a los predios.

El cálculo de la red de distribución en Excel se encuentra detallado en el ANEXO 5.

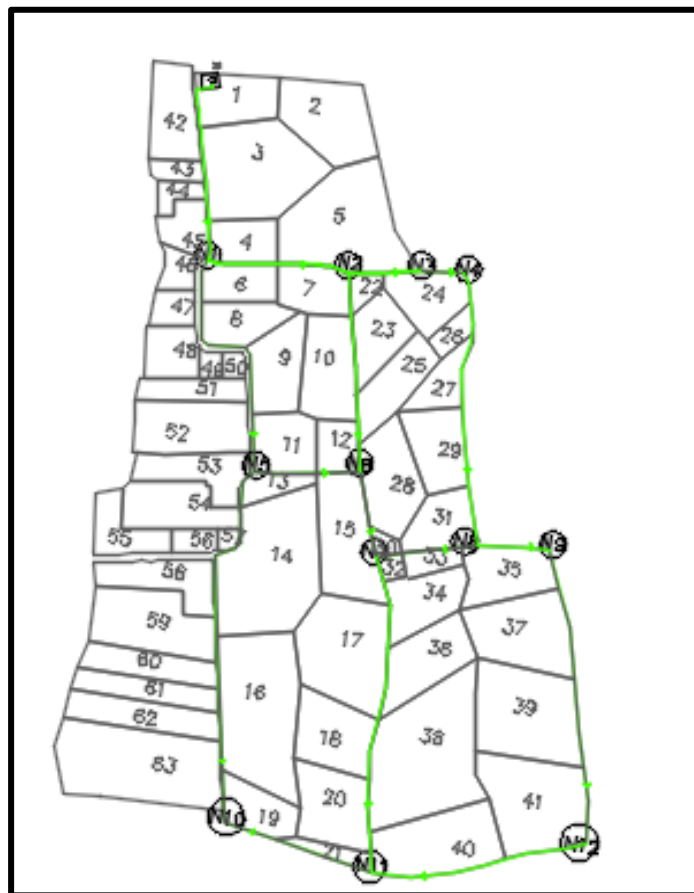


Figura 27: Áreas de aportación para cada nodo
Fuente: Programa WaterCad
Elaborado por: Autores

En la Figura 28 se muestran cada uno de los caudales de demanda en los nodos, que la sumatoria de todos esos caudales debe ser igual al caudal máximo horario.

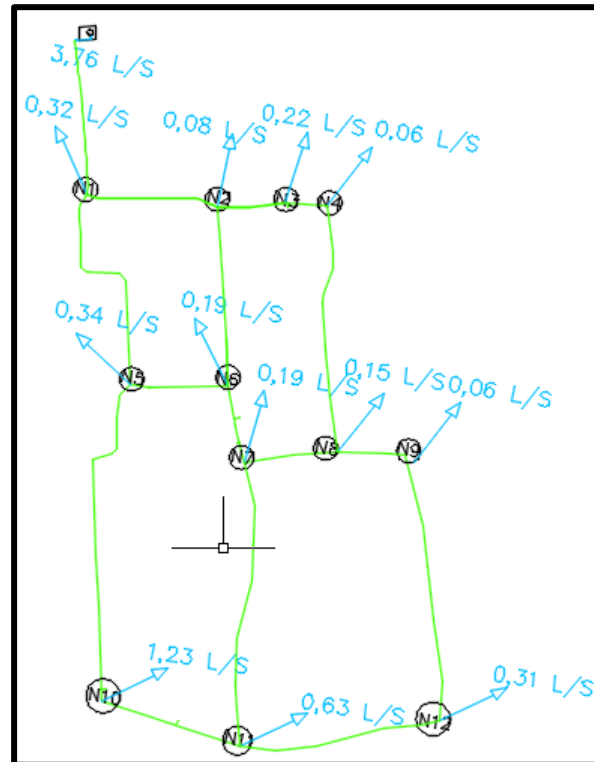


Figura 28: Caudal de demanda en los nodos
Fuente: Programa WaterCad
Elaborado por: Autores

3.1.7 Cálculo de la red mediante software.

Una vez obtenidos los caudales de demanda en cada uno de los nodos mediante el método de Hardy Croos, se procede a modelar en el software Watercad.

Watercad es un programa que ayuda a simular hidráulicamente redes de distribución de agua potable teniendo como resultados presiones y velocidades en nodos y tuberías respectivamente.

Se realizó la modelación para 15 años y 25 años para poder observar como la red de distribución se comporta a través del tiempo.

Los resultados que a continuación se van a presentar son en la hora de menor y máximo consumo.

El proceso para la simulación en el software WaterCad se muestra en el ANEXO 6.

En la Tabla 48 se obtiene la presión para cada uno de los nodos a las 01:00 horas en un periodo de 15 años.

Tabla 48: Resultados hidráulico en los nodos, a las 01:00 horas en un periodo de 15 años.

| ETIQUETA | ELEVACIÓN (m) | DEMANDA (l/s) | COTA ABSOLUTA (m) | PRESIÓN (mH₂O) |
|-----------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|
| N-1 | 2.802,53 | 0,013 | 2.813,78 | 11,23 |
| N-2 | 2.799,15 | 0,003 | 2.813,77 | 14,6 |
| N-3 | 2.799,31 | 0,009 | 2.813,77 | 14,43 |
| N-4 | 2.798 | 0,003 | 2.813,77 | 15,74 |
| N-5 | 2.793 | 0,014 | 2.813,76 | 20,72 |
| N-6 | 2.789,93 | 0,008 | 2.813,76 | 23,79 |
| N-7 | 2.785,07 | 0,008 | 2.813,76 | 28,63 |
| N-8 | 2.786,42 | 0,006 | 2.813,76 | 27,28 |
| N-9 | 2.783,27 | 0,002 | 2.813,76 | 30,43 |
| N-10 | 2.777,07 | 0,051 | 2.813,74 | 36,6 |
| N-11 | 2.765,92 | 0,026 | 2.813,74 | 47,73 |
| N-12 | 2.771,81 | 0,013 | 2.813,74 | 41,85 |

Fuente: WaterCad

Elaborado por: Autores

En la Tabla 49 se obtiene la velocidad para cada una de las tuberías a las 01:00 horas en un periodo de 15 años.

Tabla 49: Resultados de velocidades en las tuberías, a las 01:00 horas en un periodo de 15 años.

| TUBERIA | MATERIAL | DIÁMETRO (mm) | COEFICIENTE H-W | CAUDAL (l/s) | VELOCIDAD (m/s) |
|----------------|-----------------|--------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------|
| T-1 | PVC | 90 | 150 | -0,156 | 0,0245 |
| T-2 | PVC | 63 | 150 | 0,0794 | 0,03 |
| T-3 | PVC | 40 | 150 | 0,0397 | 0,03 |
| T-4 | PVC | 40 | 150 | 0,0307 | 0,02 |
| T-5 | PVC | 50 | 150 | 0,0636 | 0,03 |
| T-6 | PVC | 40 | 150 | 0,066 | 0,03 |
| T-7 | PVC | 40 | 150 | 0,0277 | 0,02 |
| T-8 | PVC | 32 | 150 | 0,0098 | 0,01 |
| T-9 | PVC | 40 | 150 | 0,0385 | 0,03 |
| T-10 | PVC | 25 | 150 | -0,0022 | 0,0045 |
| T-11 | PVC | 40 | 150 | 0,0398 | 0,03 |
| T-12 | PVC | 40 | 150 | 0,0327 | 0,026 |
| T-13 | PVC | 40 | 150 | 0,0195 | 0,0155 |
| T-14 | PVC | 32 | 150 | 0,0175 | 0,0218 |
| T-15 | PVC | 32 | 150 | -0,0112 | 0,01 |
| T-16 | PVC | 32 | 150 | -0,0045 | 0,0056 |

Fuente: WaterCad

Elaborado por: Autores

En la Tabla 50 se obtiene la presión en cada uno de los nodos a las 18:00 horas, que es la hora de mayor consumo, en un periodo de 15 años.

Tabla 50: Resultados hidráulico en los nodos, a las 18:00 horas en un periodo de 15 años.

| ETIQUETA | ELEVACIÓN (m) | DEMANDA (l/s) | COTA ABSOLUTA (m) | PRESIÓN (mH2O) |
|-----------------|--------------------------|----------------------|------------------------------|---------------------------|
| N-1 | 2.802,53 | 0,221 | 2.813,55 | 11 |
| N-2 | 2.799,15 | 0,051 | 2.812,8 | 13,62 |
| N-3 | 2.799,31 | 0,153 | 2.811,81 | 12,48 |
| N-4 | 2.798 | 0,051 | 2.811,42 | 13,39 |
| N-5 | 2.793 | 0,238 | 2.810,89 | 17,86 |
| N-6 | 2.789,93 | 0,136 | 2.810,58 | 20,61 |
| N-7 | 2.785,07 | 0,136 | 2.809,5 | 24,38 |
| N-8 | 2.786,42 | 0,102 | 2.809,57 | 23,1 |
| N-9 | 2.783,27 | 0,034 | 2.809,3 | 25,98 |
| N-10 | 2.777,07 | 0,867 | 2.806,02 | 28,89 |
| N-11 | 2.765,92 | 0,442 | 2.806,62 | 40,62 |
| N-12 | 2.771,81 | 0,221 | 2.806,78 | 34,89 |

Fuente: WaterCad

Elaborado por: Autores

En la Tabla 51 se obtiene la velocidad en la hora de mayor demanda para cada una de las tuberías a las 18:00 horas en un periodo de 15 años.

Tabla 51: Resultados de velocidades en las tuberías, a las 18:00 horas en un periodo de 15 años.

| TUBERIA | MATERIAL | DIÁMETRO (mm) | COEFICIENTE H-W | CAUDAL (l/s) | VELOCIDAD (m/s) |
|----------------|-----------------|--------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------|
| T-1 | PVC | 90 | 150 | -2,65 | 0,42 |
| T-2 | PVC | 63 | 150 | 1,35 | 0,43 |
| T-3 | PVC | 40 | 150 | 0,68 | 0,54 |
| T-4 | PVC | 40 | 150 | 0,52 | 0,42 |
| T-5 | PVC | 50 | 150 | 1,08 | 0,55 |
| T-6 | PVC | 40 | 150 | 0,62 | 0,50 |
| T-7 | PVC | 40 | 150 | 0,47 | 0,38 |
| T-8 | PVC | 32 | 150 | 0,17 | 0,21 |
| T-9 | PVC | 40 | 150 | 0,65 | 0,52 |
| T-10 | PVC | 25 | 150 | -0,04 | 0,08 |
| T-11 | PVC | 40 | 150 | 0,68 | 0,54 |
| T-12 | PVC | 40 | 150 | 0,56 | 0,44 |
| T-13 | PVC | 40 | 150 | 0,33 | 0,26 |
| T-14 | PVC | 32 | 150 | 0,30 | 0,37 |
| T-15 | PVC | 32 | 150 | -0,19 | 0,24 |
| T-16 | PVC | 32 | 150 | -0,08 | 0,10 |

Fuente: WaterCad
Elaborado por: Autores

Los resultados que a continuación se van a presentar son resultados obtenidos con la vida útil de diseño para un periodo de diseño de 25 años.

En la Tabla 52 se obtiene la presión para cada uno de los nodos a las 01:00 horas en un periodo de 25 años.

Tabla 52: Resultados hidráulico en los nodos, a las 01:00 horas en un periodo de 25 años.

| ETIQUETA | ELEVACIÓN (m) | DEMANDA (l/s) | COTA ABSOLUTA (m) | PRESIÓN (mH2O) |
|----------|------------------|------------------|-------------------------|-------------------|
| N-1 | 2802,53 | 0,016 | 2813,77 | 11,22 |
| N-2 | 2799,15 | 0,004 | 2813,77 | 14,59 |
| N-3 | 2799,31 | 0,011 | 2813,76 | 14,42 |
| N-4 | 2798 | 0,003 | 2813,76 | 15,72 |
| N-5 | 2793 | 0,017 | 2813,75 | 20,71 |
| N-6 | 2789,93 | 0,01 | 2813,75 | 23,77 |
| N-7 | 2785,07 | 0,009 | 2813,74 | 28,61 |
| N-8 | 2786,42 | 0,007 | 2813,74 | 27,27 |
| N-9 | 2783,27 | 0,003 | 2813,74 | 30,41 |
| N-10 | 2777,07 | 0,06 | 2813,72 | 36,57 |
| N-11 | 2765,92 | 0,032 | 2813,72 | 47,7 |
| N-12 | 2771,81 | 0,016 | 2813,72 | 41,83 |

Fuente: WaterCad

Elaborado por: Autores

En la Tabla 53 se obtiene la velocidad para cada una de las tuberías a las 01:00 horas en un periodo de 25 años.

Tabla 53: Velocidad en tuberías en periodo 25 años a las 01:00 horas

| TUBERIA | MATERIAL | DIÁMETRO (mm) | COEFICIENTE H-W | CAUDA L (l/s) | VELOCIDAD (m/s) |
|---------|----------|------------------|--------------------|------------------|--------------------|
| T-1 | PVC | 90 | 150 | -0,189 | 0,03 |
| T-2 | PVC | 63 | 150 | 0,0961 | 0,03 |
| T-3 | PVC | 40 | 150 | 0,0477 | 0,04 |
| T-4 | PVC | 40 | 150 | 0,0367 | 0,03 |
| T-5 | PVC | 50 | 150 | 0,0769 | 0,04 |
| T-6 | PVC | 40 | 150 | 0,0443 | 0,04 |
| T-7 | PVC | 40 | 150 | 0,0337 | 0,03 |
| T-8 | PVC | 32 | 150 | 0,0121 | 0,01 |
| T-9 | PVC | 40 | 150 | 0,0463 | 0,04 |
| T-10 | PVC | 25 | 150 | -0,0025 | 0,01 |
| T-11 | PVC | 40 | 150 | 0,048 | 0,04 |
| T-12 | PVC | 40 | 150 | 0,0398 | 0,03 |
| T-13 | PVC | 40 | 150 | 0,0243 | 0,02 |
| T-14 | PVC | 32 | 150 | 0,0213 | 0,03 |
| T-15 | PVC | 32 | 150 | -0,013 | 0,02 |
| T-16 | PVC | 32 | 150 | -0,0053 | 0,01 |

Fuente: WaterCad

Elaborado por: Autores

En la Tabla 54 se obtiene la presión en cada uno de los nodos a las 18:00 horas, que es la hora de mayor consumo, en un periodo de 25 años.

Tabla 54: Resultados hidráulico en los nodos, a las 18:00 horas en un periodo de 25 años.

| ETIQUETA | ELEVACIÓN (m) | DEMANDA (l/s) | COTA ABSOLUTA (m) | PRESIÓN (mH₂O) |
|-----------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|--------------------------------------|
| N-1 | 2802,53 | 0,272 | 2812,36 | 9,81 |
| N-2 | 2799,15 | 0,068 | 2811,29 | 12,11 |
| N-3 | 2799,31 | 0,187 | 2809,9 | 10,57 |
| N-4 | 2798 | 0,051 | 2809,35 | 11,33 |
| N-5 | 2793 | 0,289 | 2808,58 | 15,55 |
| N-6 | 2789,93 | 0,17 | 2808,13 | 18,16 |
| N-7 | 2785,07 | 0,153 | 2806,61 | 21,5 |
| N-8 | 2786,42 | 0,119 | 2806,69 | 20,23 |
| N-9 | 2783,27 | 0,051 | 2806,3 | 22,98 |
| N-10 | 2777,07 | 1,037 | 2801,68 | 24,56 |
| N-11 | 2765,92 | 0,544 | 2802,47 | 36,48 |
| N-12 | 2771,81 | 0,272 | 2802,68 | 30,81 |

Fuente: WaterCad

Elaborado por: Autores

En la Tabla 55 se obtiene la velocidad para cada una de las tuberías a las 18:00 horas en un periodo de 25 años.

Tabla 55: Resultados de velocidades en las tuberías, a las 01:00 horas en un periodo de 25 años.

| TUBERIA | MATERIAL | DIÁMETRO (mm) | COEFICIENTE H-W | CAUDAL (l/s) | VELOCIDAD (m/s) |
|----------------|-----------------|--------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------|
| T-1 | PVC | 90 | 150 | -3,21 | 0,51 |
| T-2 | PVC | 63 | 150 | 1,63 | 0,52 |
| T-3 | PVC | 40 | 150 | 0,81 | 0,65 |
| T-4 | PVC | 40 | 150 | 0,62 | 0,50 |
| T-5 | PVC | 50 | 150 | 1,31 | 0,67 |
| T-6 | PVC | 40 | 150 | 0,75 | 0,60 |
| T-7 | PVC | 40 | 150 | 0,57 | 0,46 |
| T-8 | PVC | 32 | 150 | 0,20 | 0,25 |
| T-9 | PVC | 40 | 150 | 0,79 | 0,63 |
| T-10 | PVC | 25 | 150 | 0,57 | 0,46 |
| T-11 | PVC | 40 | 150 | 0,82 | 0,65 |
| T-12 | PVC | 40 | 150 | 0,68 | 0,54 |
| T-13 | PVC | 40 | 150 | 0,41 | 0,33 |
| T-14 | PVC | 32 | 150 | 0,36 | 0,45 |
| T-15 | PVC | 32 | 150 | -0,22 | 0,28 |
| T-16 | PVC | 32 | 150 | -0,09 | 0,11 |

Fuente: WaterCad

Elaborado por: Autores

Mediante los resultados obtenidos en la Tabla 54 que son valores de presión en cada uno de los nodos, son resultados obtenidos en el máximo consumo, se puede observar que las presiones en cada uno de los nodos de la red de distribución de agua potable se encuentran en un rango aceptable con lo que sugiere la norma para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

En la Tabla 55 se obtiene datos de velocidades en cada una de las tuberías por lo que se sugiere que se coloque válvulas de purga en las tuberías que tengan velocidades menores a 0,45 m/s para evitar la acumulación de sedimentos, tomando como referencia la norma EPMAPS que establece que la velocidad debe de estar en un rango de 0,45 – 3 m/s.

3.2 Sistema de alcantarillado combinado

3.2.1 Descripción del sistema.

Para la comunidad San Luis de Ichisi el sistema de alcantarillado que se diseñara es un sistema combinado como se indicó en el literal 2.2.1, el cual recolectará aguas pluviales y aguas residuales producto de los caudales domésticos, caudales por infiltración, industriales e institucionales.

Adicionalmente se considera alternativas de descarga y separación de caudales para situaciones de caudal combinado pico y tratar el caudal sanitario.

3.2.2 Consideraciones de diseño.

La Norma EMMAP-Q-2009 nos presenta diferentes consideraciones para realizar el trazado de la red, la ubicación de los pozos de registro y conexiones domiciliarias para el diseño de la red de alcantarillado, las cuales se presenta a continuación:

3.2.2.1 Trazado de la red.

La Norma EMMAPS-Q-2009 (pág. 44) nos indica que debemos tener en cuenta al momento del trazo de la red de alcantarillado:

- Las tuberías deberán proyectarse en tramos rectos entre accesos a las mismas.
- Como guía general, las tuberías seguirán en su trazado, en lo posible, la tendencia del escurrimiento natural de las aguas superficiales, configurándose cuencas de aporte cuyos efluentes serán colectados por emisarios.
- Los trazados deberán implicar la menor profundización posible de las tuberías en el terreno.

- Deberá minimizarse el número de accesos a la red, sin que por ello se resientan las posibilidades de obstrucciones eventuales y el mantenimiento preventivo.
- La instalación de tuberías se realizará dentro de lo posible en calzada próxima a la vereda, tomando en cuenta la localización de la tubería de agua potable. En las calles la tubería se verificará estructuralmente para cargas de tránsito. Es conveniente utilizar al máximo los espacios públicos verdes, por los que no circulan vehículos.
- Deben evitarse en lo posible las estaciones de bombeo, las que solo serán admitidas cuando sean imprescindibles y después de un adecuado análisis de alternativas y de una justificación técnico-económica.
- En el caso de topografías accidentadas o de elevada pendiente, deberán preverse saltos, los que se diseñarán de manera tal que las tuberías cumplan con los requisitos fijados para el cálculo hidráulico y permitan a su vez la eventual desobstrucción.
- El trazado de la red y la ubicación de las descargas se realizará de tal forma que no se permitan descargas de aguas servidas sin tratamiento a cauces secos o con flujo intermitente.

3.2.2.2 Pozos de registro.

Para poder realizar el respectivo mantenimiento y una adecuada ventilación de las tuberías se debe colocar pozos de registro bajo diferentes criterios propuestos por la norma EMAAP-Q-2009, pág. 47:

- En todo cambio de dirección y/o pendiente, diámetro o material de la conducción.
- En toda intersección de tuberías.
- A distancia compatible con el método de desobstrucción previsto y hasta un valor máximo de 80 m.
- Al comienzo de todas las tuberías.
- Los pozos de registro deberán construirse en forma cilíndrica de diámetro interior mínimo de 1,0 m o de forma prismática de sección interior mínima 1,0 x 1,0 metros.
- Las tapas deberán ser resistentes para las condiciones de instalación previstas, particularmente las localizadas en calzadas.
- Las tapas de comienzo de cada tramo y las intermedias correspondientes a tramos sin conexiones domiciliarias o ventilaciones, deberán disponer de orificios que posibiliten la ventilación del sistema.
- La profundidad será la necesaria para realizar los empalmes de las tuberías.
- El fondo se dispondrá en forma de canales (media cana) de sección y pendiente adecuadas a las tuberías de entrada y salida. La altura del canal será $h = \frac{1}{2} D$.
- La cota de fondo será la que corresponda al invertido del conducto más bajo.
- En el caso en que una tubería entrante al pozo de registro con su invertido a un nivel de 0,80 m o mayor sobre el invertido de la tubería de salida se dispondrá mediante un ramal adecuado un salto previo.

3.2.3 Diseño hidráulico del sistema de alcantarillado combinado

Para el cálculo se ha utilizado una Hoja de Excel, la cual se describe a continuación, en la Tabla 56 se puede observar el detalle de la hoja de cálculo que se realizó en Excel.

Tabla 56: Detalle de la hoja de cálculo alcantarillado combinado

| COLUMNA | | DESCRIPCIÓN | SIMB. | UNIDADES |
|-----------------------|----|-------------------------|------------------|----------|
| Datos del tramo | | | | |
| Áreas de aportaciones | 1 | Número de pozo | N° | |
| | 2 | Longitud del tramo | L | m. |
| | 3 | Área parcial | A | Ha. |
| | 4 | Área acumulada | Ac | Ha. |
| | 5 | Área equivalente | A*C | |
| Aguas lluvia | 6 | Área industrial | Ai | Ha. |
| | 7 | Tiempo de concentración | Tc | min. |
| Aguas servidas | 8 | Intensidad | I | mm/h. |
| | 9 | Caudal pluvial | QP | l/s. |
| | 10 | Población acumulada | P _{AC} | hab. |
| | 11 | Caudal Aguas servidas | Q _{dom} | l/s. |
| | 12 | Caudal sanitario | Q _s | l/s. |
| | 13 | Caudal industrial | Q _i | l/s. |
| | 14 | Caudal institucional | Q _{in} | l/s. |
| | 15 | Caudal de infiltración | Q _{inf} | l/s. |
| Caudal de diseño | 16 | Caudal sanitario | QS | l/s. |
| | 17 | Caudal de diseño | Qd | l/s. |
| | 18 | Diámetro de tubería o | B | mm. |
| | 19 | sección colectores | D | |
| Diseño de la tubería | 20 | | H | |
| | 21 | Pendiente | J | 0/00 |
| | 22 | Velocidad sección llena | V | m/s. |
| | 23 | Caudal sección llena | Q | l/s. |
| | 24 | Tiempo de flujo | Tv | min. |
| | 25 | Relación Qd/Q | Qd/Q | - |
| | 26 | Relación Qs/Q | Qs/Q | - |
| | 27 | Velocidad de diseño | Vd | m/s. |
| | 28 | Velocidad mínima | Vmin | m/s. |
| | 29 | Calado | Y | m. |
| Cota | 30 | Relación Y/D | Y/D | % |
| | 31 | Cota del terreno | | msnm. |
| | 32 | Cota del proyecto | | msnm. |
| | 33 | Excavación | | m |
| | 34 | Pozos de salto | | m |
| | 35 | Desnivel tramo | | m |

Elaborado por: Autores

3.2.3.1 Datos de diseño.

Los siguientes datos son generales para todos los pozos:

- Densidad poblacional= 13,15 hab/ha.
- Dotación= 160 l/hab/día.
- Coeficiente de retorno= 0,8
- Coeficiente de simultaneidad $M= 4$
- Coeficiente para el caudal industrial $Q_i= 0.6$ l/s/ha-ind.
- Coeficiente para el caudal institucional $Q_{in}= 0.4$ l/s/ha- inst.
- Coeficiente para el caudal de infiltración $Q_{inf}= 0.05$ l/s/ha
- Estación meteorológica= M022 Tabacundo
- Tiempo de retorno $T_r=10$ años
- Coeficiente de escorrentía $C=0.35$
- Intensidad diaria $I_{DTR}= 1,7$ mm/h

3.2.3.2 Datos de ingreso.

Columna 1: Numero del pozo que se va a diseñar, para el ejemplo se toma como como inicial al P-2 hasta el P-3, los cuales se pueden observar en la Figura 29.

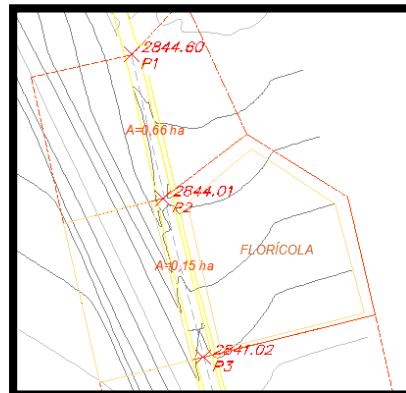


Figura 29: Ubicación del los pozos del ejemplo

Columna 2: Longitud del tramo entre los pozos a diseñar. $L = 80$ m.

Columna 3: Área parcial. $A = 1.15$ ha.

Columna 4: Área acumulada. $A_c = 1.15 + 0.66(\text{área del tramo anterior})$; $A_c = 1.81$ ha.

Columna 5: Área equivalente, es decir el área acumulada por el coeficiente de escurrimiento $C = 0.4$, por lo tanto, $A_c = 1.81 * 0.35 = 0.64$

Columna 6: Área acumulada industrial, solo se toma en cuenta donde hay industrias caso contrario esta área sería igual a cero. Por el tramo seleccionado si existe área industria por lo cual $A_i = 0.70$ ha.

Diseño de aguas lluvia:

Columna 7: El tiempo de concentración inicial es de 12 mín. para el primer tramo, para los siguientes tramos se adicionará al tiempo de concentración el tiempo de flujo (Columna 25)

Columna 8: Intensidad en mm/h, para lo cual se utiliza las ecuaciones IDF de la estación M022 Tabacundo presentadas en la Tabla 34, para este tramo ya que el tiempo de concentración es menor a 29.1 min se le calcula con la ecuación:

$$I_{tr} = 159.82 * I_{d_{TR}} * t^{-0.45}$$

$$I_{tr} = 159.82 * 1.7 * 12.48^{-0.45}$$

$$I_{tr} = 87.24 \text{ mm/h}$$

Columna 9: Caudal pluvial en l/s, se calcula mediante la Ecuación 16:

$$Q_P = \frac{C * i * A}{360} * 1000$$

$$Q_P = \frac{0.73 * 87.24}{360} * 1000$$

$$Q_p = 153,88 \text{ l/s}$$

Diseño de aguas servidas:

Columna 10: Población acumulada (hab.), para determinar la población se multiplica el área acumulada con la densidad: $P_{AC} = 1.81 \times 12.63 = 23,85 \text{ hab.}$

Columna 11: Caudal aguas servidas, la cual se calcula mediante la Ecuación 11, donde $R=0.8$ para todos los pozos.

$$Q_{dom} = \frac{d_{neta} \times P_{AC} \times R}{86\,400}$$

Datos:

$$d_{neta} = 160 \text{ lt/s-día}$$

$$A_{rd} = 1,81 \text{ ha.}$$

$$P_{AC} = 23,85 \text{ hab.}$$

$$Q_{dom} = \frac{160 \times 23,85 \times 0.8}{86\,400}$$

$$Q_{dom} = 0.04 \text{ l/s}$$

Columna 12: Caudal sanitario (l/s), el cual se obtiene multiplicando el caudal de aguas servidas Q_{don} con el coeficiente de simultaneidad M el cual es igual a 4 para todos los pozos.

$$Q_s = Q_{dom} * M$$

$$Q_s = 0.04 * 4$$

$$Q_s = 0.14 \text{ l/s}$$

Columna 13: Caudal industrial (l/s), se obtiene de multiplicar el área industrial acumulada (Columna 7) por el coeficiente del caudal industrial igual a 0.8 l/s/ha-ind.

$$Q_i = A_i * 0.6$$

$$Q_i = 0.7 * 0.6$$

$$Q_i = 0.42 l/s$$

Columna 14: Caudal institucional (l/s), se obtiene de multiplicar el área institucional por el coeficiente del caudal institucional igual a 0.4 l/s/ha-inst., en este caso al no existir un área institucional en el tramo el $Q_{in}=0$ l/s

Columna 15: Caudal de infiltración (l/s), se obtiene de multiplicar el área acumulada (Columna 5) por el coeficiente del caudal de infiltración el cual es igual a 0.05 l/s/ha.

$$Q_{inf} = A_c * 0.05$$

$$Q_{inf} = 1.81 * 0.05$$

$$Q_{inf} = 0.09 l/s$$

Columna 16: Caudal de sanitario de diseño (l/s), es la suma de los diferentes caudales tales como: caudal sanitario, caudal industrial, caudal institucional, caudal de infiltración.

$$Q_s = Q_{dom} + Q_i + Q_{in} + Q_{inf}$$

$$Q_s = 0.14 + 0.42 + 0 + 0.09$$

$$Q_s = 0.65 l/s$$

Columna 17: Caudal de diseño (l/s), es la suma del caudal pluvial más el caudal sanitario.

$$Q_d = Q_p + Q_s$$

$$Q_s = 153,88 + 0.65$$

$$Q_s = 154,536 l/s$$

Columna 18-19-20: Diámetro de la tubería o sección del colector, donde la Columna 19 es la base del colector en milímetros, Columna 21 la altura del colector en milímetros,

Columna 20 el diámetro de la tubería en milímetros; estos datos se deben ingresar. Por lo tanto, para el presente ejemplo se tiene D= 400 mm.

Columna 21: Pendiente del tramo (0/00), se determina mediante la siguiente ecuación:

$$J = \frac{\text{Cota Pozo final} - \text{cota pozo inicial}}{\text{Longitud}} * 1000$$

$$J = \frac{2842,01 - 2839,52}{80} * 1000$$

$$J = 31,12 = 3,11\%$$

Columna 22: Velocidad de la sección llena (m/s), se procede a calcular mediante la Ecuación 30:

$$V = \frac{R^{2/3} * J^{1/2}}{n} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

V= velocidad (m/s).

n= coeficiente de rugosidad.

R= radio hidráulico el cual se calcula el área de la sección sobre el perímetro de la sección (R=A/P)

J= pendiente del tramo

$$V = \frac{\left(\frac{\pi * D^2}{4} \right)^{2/3} * J^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{\left(\frac{\pi * 400^2}{4} \right)^{2/3} * 30.17^{1/2}}{0.011}$$

$$V = 3.45 \text{ m/s}$$

Columna 23: Caudal de la sección llena (m³/s), se procede a calcular mediante la Ecuación 31:

$$Q = V * A * 100 \quad (\text{Ec. 30})$$

$$Q = 3.45 * \frac{\pi * 400^2}{4} * 1000$$

$$Q = 433,62 \text{ l/s}$$

Columna 24: Tiempo de flujo (min), la cual se calcula mediante la ecuación 22:

$$t = \frac{L}{60 * V}$$

$$t = \frac{80}{60 * 3.4}$$

$$t = 0.39 \text{ min}$$

Columna 25: Relación del caudal de diseño sobre el caudal de la sección llena (Q_d/Q):

$$\frac{Q_d}{Q} = \frac{177.14}{433,62} = 0.36$$

Columna 26: Relación del caudal sanitario sobre el caudal de la sección llena (Q_s/Q):

$$\frac{Q_s}{Q} = \frac{1.22}{427.48} = 0.002$$

Columna 27: Velocidad de diseño (m/s), para evitar el uso de ábacos tomaremos los valores que nos proporciona la tabla de relaciones hidráulicas en tuberías del libro Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificios (ANEXO 7), dichos valores representan a los de las curvas del ábaco. Con la relación Q_d/Q determinamos la relación V/V_o; donde V es velocidad de diseño y V_o velocidad a tubería llena

Cuando $\frac{Q_d}{Q} = 0.41$ se tiene una relación $\frac{V}{V_o} = 0.778$, por lo tanto, la velocidad de diseño

V_{diseño} = 2,685 m/s

Columna 28: Velocidad mínima (m/s), para determinar la velocidad mínima se utiliza la siguiente formula:

$$V_{min} = \left(0,28123 + 5,24535 * \left(\frac{Q_s}{Q} \right) - 18,88444 * \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^2 + 35,22161 * \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^3 - 30,54084 * \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^4 + 9,80563 * \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^5 \right) * V$$

$$V_{min} = 1.01 \text{ m/s}$$

Columna 29: Calado (m), utiliza la tabla del ANEXO 7, con la relación Qd/Q para determinar la relación Y/D.

Cuando $\frac{Q_d}{Q} = 0,41$ se tiene que $\frac{Y}{D} = 0,468$, por lo tanto, el calado es Y= 0,187 m

Columna 30: Relación del calado sobre diámetro el cual no debe sobre pasar el 85%.

$$\frac{y}{D} = \frac{0,187}{\frac{400}{1000}} * 100 = 46,80\%$$

Columna 31: Cota de terreno (msnm), dato que tomamos de la topografía del proyecto para cada pozo.

Columna 32: Cota del proyecto (msnm), se calcula la cota del terreno menos la excavación y menos los pozos de salto en el caso de que exista.

Columna 33: Excavación (m), dato de ingreso.

Columna 34: Pozos de salto (m), dato de ingreso

3.2.3.3 Hoja de cálculo.

La hoja de cálculo se puede observar en el ANEXO 8.

3.2.4 Dimensionamiento de la sección y profundidad de los conductos.

Se debe tener en cuenta que en el proyecto existe pozos de salto los cuales nos ayuda a disminuir las velocidades, por lo cual la Norma EMAAP-Q-2009 nos presenta 3 tipo de

pozos de acuerdo con la altura de caída y el diámetro hidráulico, como se indica en la Tabla 57.

Tabla 57: Tipos de Pozos según la EMAAP-Q

| TIPO | Altura máxima (m) | Diámetro hidráulico (m) |
|---------------|------------------------------|------------------------------------|
| Pozo Tipo I | 0,75 | < 0,90 |
| Pozo Tipo II | 3,00 | < 0,90 |
| Pozo Tipo III | 3,00 | 1,00 - 1,50 |

Fuente: Norma EMAAP-Q-2009, pág.119-122

Elaborado por: Autores

En el proyecto se tiene 3 pozos de salto como se muestra en la Tabla 58, con profundidades que varían de 2,5m a 7,5 m, y diámetros de entrada de 0,7mm hasta 1,2mm.

Tabla 58: Pozos de salto

| Pozo | H (m) | Salto (m) | D ó B ingreso (m) |
|-------------|------------------|----------------------|----------------------------------|
| P35 | 1,5 | 2,5 | 1200 |
| P106 | 1,5 | 7,5 | 900 |
| P107 | 1,5 | 5,5 | 200 |

Elaborado por: Autores

3.2.5 Diseño de Estructuras hidráulicas como colector y pozos de salto.

3.2.5.1 Diseño de colectores para la realizar a descargar.

A partir del pozo P104 se diseña colectores rectangulares de hormigón armado para así poder llegar hasta el punto de la descarga, para lo cual los datos principales para el diseño son los mismo que se utilizó en el diseño de la red de alcantarillado combinado literal 3.2.3.1.

Para el diseño se debe tener el caudal de diseño (caudal sanitario más el caudal pluvial), la pendiente del tramo a diseñarse.

Se diseña un colector rectangular para lo cual se va a emplear la fórmula de Manning.

$$Q = R^{\frac{2}{3}} * A * J^{0.5} * \frac{1}{n} \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde:

Q= Caudal (m³/s)

R= Radio hidráulico (m)

J= Gradiente hidráulica

n= Rugosidad de Manning

A= Área transversal de la sección de la tubería (m²)

De la ecuación de Manning (ecuación 32) se despeja el diámetro y así determinar el diámetro a tubería llena:

$$D = \left(\frac{\frac{5}{43} * Qd * n}{\pi * J^{0.5}} \right)^{0.375} \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

D= Diámetro (m)

Qd= Caudal de diseño (m³/s)

J= Gradiente hidráulica Abscisa

n= Rugosidad de Manning

Una vez que se determina el diámetro se calcula su área, la cual nos representa el área mínima que se necesita para el caudal de diseño.

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{Ec. 33})$$

Donde:

A= Área (m²)

D= Diámetro (m)

En base al área mínima se determina las dimensiones del colector rectangular, dando valores de base y altura para el colector como se muestra en la figura

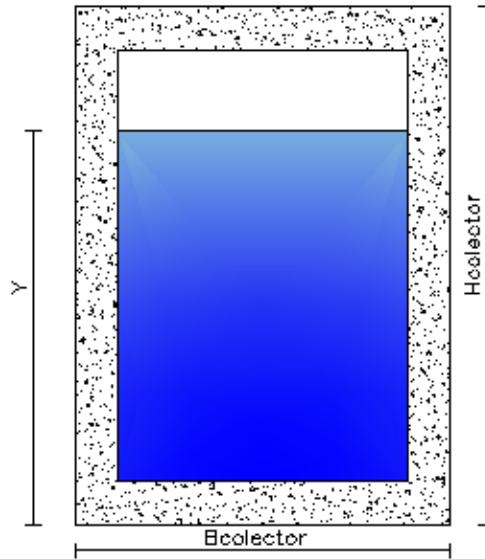


Figura 30: Dimensiones del colector
Elaborado por: Autores

Se determina el área del colector rectangular mediante la ecuación 35, la cual debe ser igual o mayor al área calculada en base al diámetro anteriormente determinado.

$$A_{cole-rectangular} = B * H \quad (\text{Ec. 34})$$

Con la ecuación de Manning (ecuación 26) determinamos el tirante normal del colector, para lo cual la ecuación 32 dejamos en función del tirante.

$$Q = \left(\frac{B_{colector} * Y_{colector}}{B_{colector} + 2 * Y_{colector}} \right)^{\frac{2}{3}} * (B_{colector} * Y_{colector}) * J^{0.5} * \frac{1}{n} \quad (\text{Ec. 35})$$

En la ecuación 36 se reemplaza la Base del colector determinado y el caudal de diseño, y mediante proceso de iteración se determina el tirante normal.

La velocidad se determina con la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * J^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 36})$$

Para determinar el tipo de flujo se determina el número de Froude mediante la ecuación

31

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g * Y}} \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde:

F_r = Número de Froude

V = Velocidad (m/s)

Y = Tirante hidráulico (m)

En base al número de Froude se puede determinar el tipo de flujo bajo las siguientes condiciones:

Si $Fr > 1$ el régimen del flujo será supercrítico.

Si $Fr = 1$ el régimen del flujo será crítico.

Si $Fr < 1$ el régimen del flujo será subcrítico.

En la Tabla 59 se puede observar las dimensiones de los colectores que se tienen en el proyecto, dichos colectores son construidos para empezar la descarga.

Tabla 59: Dimesiones de los colectores

| Pozo inicio | Pozo fin | Longitud | J | n | Qd | Bcolector |
|--------------------|-----------------|------------------|-------------|------------|-------------|----------------------|
| - | - | m | % | - | m3/s | m |
| P105 | P106 | 44,12 | 7,21 | 0,017 | 8,063 | 0,9 |
| P106 | P107 | 55,77 | 0,74 | 0,017 | 8,063 | 1,5 |
| P107 | P108 | 36,55 | 7,09 | 0,017 | 25,00 | 0,2 |
| Pozo inicio | Pozo fin | Hcolector | Ycal | Vd | Fr | Tipo de flujo |
| - | - | m | m | m/s | | |
| P105 | P106 | 1,5 | 1,19 | 7,50 | 2,19 | Supercrítico |
| P106 | P107 | 2 | 1,65 | 3,25 | 0,81 | Subcrítico |
| P107 | P108 | 0,3 | 0,07 | 1,85 | 2,26 | Supercrítico |

Elaborado por: Autores

En la Figura 31, se presenta las dimensiones para el colector del Pozo 105 al pozo 106 el cual lo nombraremos “Colector A”.

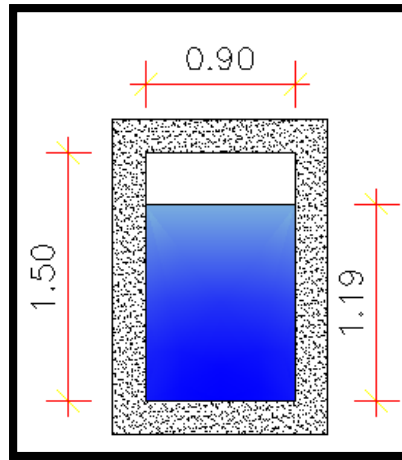


Figura 31: Dimensiones para el Colector A
Elaborado por: Autores

Al colector que va desde el pozo 105 al pozo 106 lo nombraremos “Colector B” Se debe tener en cuenta que en el “Colector B” se va a construir el separador de caudales por lo cual se profundiza más para así asegurar un flujo subcrítico durante toda la longitud del colector. Cabe mencionar que dicho colector esta dimensionado hasta una la abscisa 17,5. Las dimensiones se puede observar en la Figura 32.

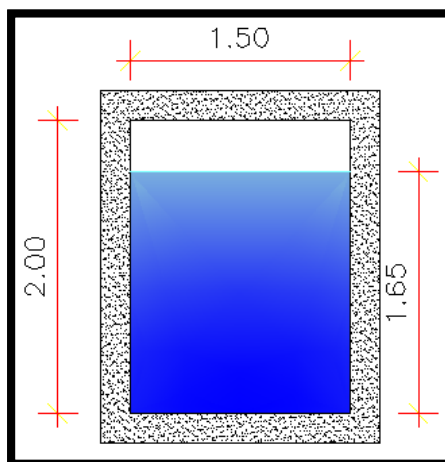


Figura 32: Dimensiones para el Colector B
Elaborado por: Autores

Mientras que del P106 al P107 al cual lo nombraremos “Colector C” se construye un colector para conducir el caudal sanitario hasta la planta de tratamiento. En la Figura 33 se muestra las dimensiones del colector C.

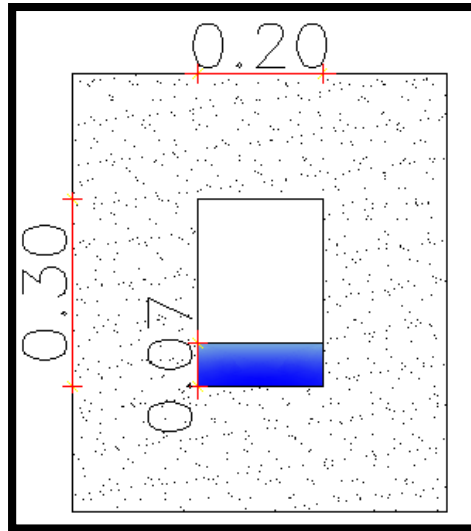


Figura 33: Dimensiones para el Colector C
Elaborado por: Autores

3.2.5.2 Diseño de canal sanitario para la separación de caudales.

Para el diseño de canal sanitario se utiliza la misma metodología que se utilizó para el diseño de los colectores, dicho canal va a ser construido desde el pozo 106 al pozo 107, se debe tener en cuenta que desde la salida del pozo 106 hasta la abscisa 19,5 se mantendrá como canal, a partir de esta distancia hasta el pozo 107 será un colector el cual nos sirve para conducir el caudal sanitario para llegar a la planta de tratamiento, en la Tabla 60 se puede observar las dimensiones para el canal sanitario.

Tabla 60: Dimensiones para el canal sanitario

| Pozo inicio | Pozo fin | Longitud | J | n | Qd | Bcolector |
|-------------|----------|-----------|------|-------|-------------------|---------------|
| - | - | m | % | - | m ³ /s | m |
| P106 | P107 | 55,77 | 0,74 | 0,017 | 25,00 | 0,2 |
| Pozo inicio | Pozo fin | Hcolector | Ycal | Vd | Fr | Tipo de flujo |
| - | - | m | m | m/s | | |
| P106 | P107 | 0,2 | 0,16 | 0,79 | 0,63 | Subcrítico |

Elaborado por: Autores

En la Figura 34 se muestra las dimensiones del canal sanitario.

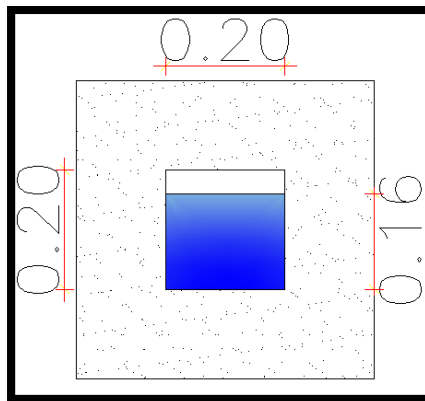


Figura 34: Dimensiones del canal sanitario

Elaborado por: Autores

3.2.5.3 Pozos de salto

Se diseñan pozos de salto tipo bandeja para los pozos P36, P105, P106 ya que en estos pozos las pendientes son muy altas por lo cual se realiza excavaciones profundas, para así disminuir la pendiente y por ende la velocidad, por lo cual los pozos de bandeja ayudan a disipar la energía mientras desciende por cada una de las bandejas.

Haro Ruiz & Jara Vaca (2006) recomiendan que los pozos de bandeja se efectúan en colectores que tengan diferencia de alturas mayores a los 2,00 m.

Para el proyecto se diseña pozos de bandejas inclinadas (5%) ya que la inclinación permite la aireación dentro de la estructura mejorando la estabilidad de flujo. (Haro Ruiz & Jara Vaca, 2006, pág. 73)

Para el dimensionamiento en planta del Pozo de bandejas se utiliza la siguiente ecuación:

$$L_i = 0,142 * K * Q_d^{2/5} \quad (\text{Ec. 38})$$

Donde:

Qd= Caudal de diseño (l/s).

Li= Dimensiones del Pozo de bandejas (m) según la Tabla 61

K= Constante de dimensionamiento para cada Li.

Tabla 61: Constante K y dimensiones mínimas para cada parámetro geométrico de las bandejas

| Li | DESCRIPCIÓN | K | Dimensiones mínimas (m) |
|-----------|--|----------|--------------------------------|
| A | Ancho del pozo | 1,000 | 3,3 |
| B | Separación de pared frontal a la reja | 0,190 | 0,53 |
| C | Largo de la reja | 0,260 | 1,02 |
| D | Separación entre la pared lateral y reja | 0,050 | 0,24 |
| E | Ancho de la reja | 0,046 | 0,15 |
| H | Altura entre bandejas | 0,750 | 1,65 |

Fuente: Manual Básico de diseño de estructuras de disipación de energía hidráulica, Haro Ruiz & Jara Vaca, 2006.

Elaborado por: Autores

En la Figura 35 se puede observar la geometría para el diseño de las bandejas del pozo de salto.

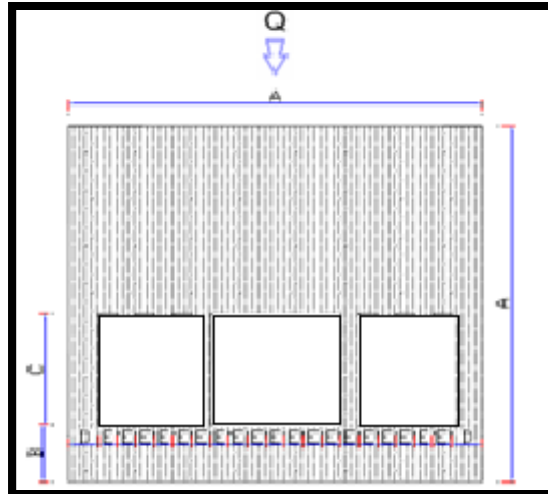


Figura 35: Geometría de la las bandejas

Fuente: Manual Básico de diseño de estructuras de disipación de energía hidráulica. Haro Ruiz & Jara Vaca, 2006.]

El dimensionamiento en elevación de pozos de bandejas consta de varias bandejas en la vertical del pozo, es recomendable que el número de bandejas sea para asegurar el vertido posterior en la cámara de disipación al pie. (Haro Ruiz & Jara Vaca, 2006, pág. 102).

Para determinar el número de bandejas se divide el desnivel de colectores por la altura de bandejas.

$$N = \frac{\Delta z}{H} \quad (\text{Ec. 39})$$

Donde:

N= Número de bandeja

Δz = Desnivel de colectores (m)

H= Altura de bandejas (m)

Para el diseño de la cámara disipadora al pie del pozo se determina 1.20 veces la altura de las bandejas, la cual se toma desde la última bandeja hasta una H2, la H2 debe tener una pendiente de 45°

$$H_{\min \text{ cámara}} = 1.2 * H \quad (\text{Ec. 40})$$

Donde:

H= Altura de bandejas (m)

La altura de la cámara de disipación se encuentra entre los siguientes rangos:

$$1.2H < H_t < 2.0H$$

Donde:

H= Altura de bandejas (m)

H_t= H_{cámara} + H₂

En la Figura 36 se puede observar la geometría en elevación de los pozos de bandeja.

Tabla 62: Dimensiones para el Pozo 35

| DESCRIPCIÓN | SÍMBOLO | UNIDAD | MEDIDAS CONST. | |
|--|---------|---------------------|----------------|----------|
| Nombre del Pozo | P | | P35 | |
| Caudal diseño | Qd | l/s | 2165,257 | |
| Desnivel entre colector | Az | m | 3,7 | |
| Ancho del canal de aproximación | b | m | 0,5 | |
| Caudal unitario | q | m ³ /s-m | 4,331 | |
| Inclinación de bandejas | J | % | 5% | |
| Ancho del pozo | A | m | 3,070 | 3,30 |
| Separación de la pared frontal a rejilla | B | m | 0,580 | 0,61 |
| Largo de rejilla | C | m | 0,800 | 1,02 |
| Separación de la pared lateral y rejilla | D | m | 0,150 | 0,24 |
| Ancho de rejilla | E | m | 0,140 | 0,15 |
| Altura entre bandejas | H | m | 2,300 | 1,65 |
| Número de bandejas | N | # | 1,61 | 1,00 |
| Altura total calculada | Ht | m | 5,060 | 3,63 |
| Dimensión Constructiva | H2 | m | -1,360 | 0,07 |
| Caudal máximo | Qmáx | l/s | 3247,885 | 3247,885 |

NOTA: Como se tiene una H2 negativa se toma la altura mínima entre bandejas para el diseño.

Elaborado por: Autores

En la Figura 37 se puede observar las dimensiones para la bandeja del pozo 34.

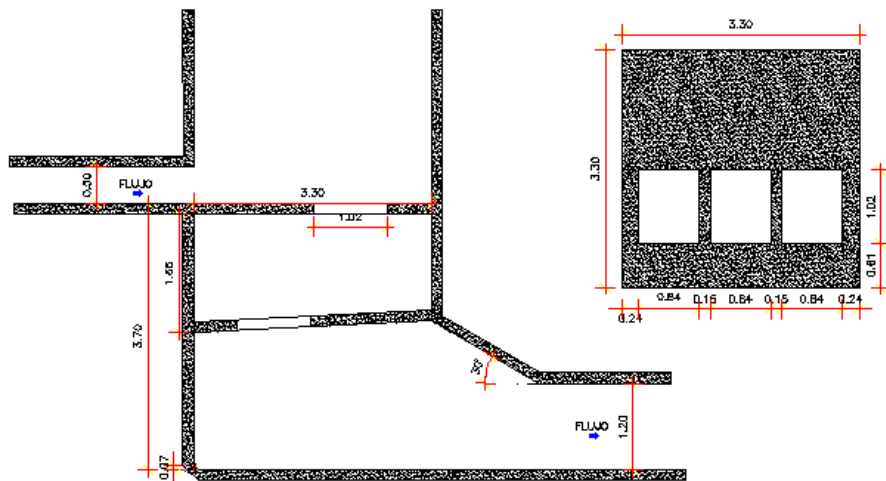


Figura 37: Dimensiones de las bandejas y en elevación del Pozo 34

Elaborado por: Autores

En la Tabla 63 se puede observar las dimensiones de la bandeja y elevación para el pozo106.

Tabla 63: Dimensiones para el Pozo 106

| DESCRIPCIÓN | SÍMBOLO | UNIDAD | VALOR | MEDIDAS CONS. |
|--|---------|---------------------|-----------|------------------|
| Nombre del Pozo | P | - | P106 | |
| Caudal diseño | Qd | l/s | 7061,979 | |
| Desnivel entre colector | Az | m | 9,0 | |
| Ancho del canal de aproximación | b | m | 0,9 | |
| Caudal unitario | q | m ³ /s-m | 7,847 | |
| Inclinación de bandejas | J | % | 5% | |
| Ancho del pozo | A | m | 3,070 | 3,30 |
| Separación de la pared frontal a rejilla | B | m | 0,580 | 0,58 |
| Largo de rejilla | C | m | 0,800 | 1,02 |
| Separación de la pared lateral y rejilla | D | m | 0,150 | 0,24 |
| Ancho de rejilla | E | m | 0,140 | 0,15 |
| Altura entre bandejas | H | m | 2,300 | 2,30 |
| Número de bandejas | N | # | 3,91 | 2,00 |
| Altura total calculada | Ht | m | 7,360 | 7,36 |
| Dimensión Constructiva | H2 | m | 1,640 | 1,64 |
| Caudal máximo | Qmáx | l/s | 10592,968 | 10592,968 |

Elaborado por: Autores

En la Figura 38 se puede observar las dimensiones de la bandeja y elevación para el pozo106.

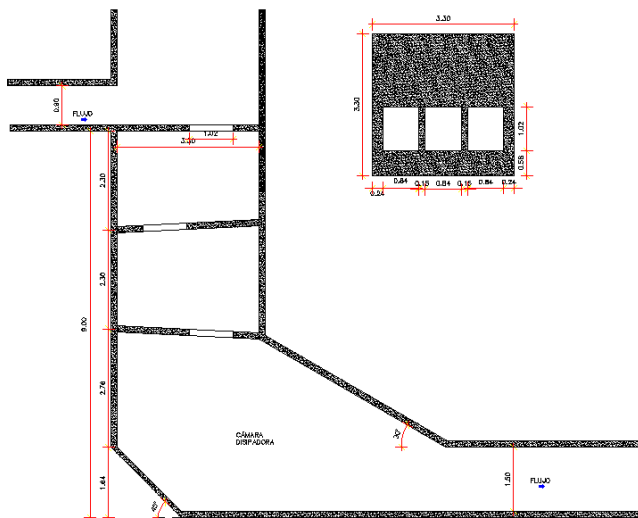


Figura 38: Dimensiones de las bandejas y en elevación del Pozo 106

Elaborado por: Autores

En la tabla 64 se puede observar las dimensiones de la bandeja y elevación para el pozo107.

Tabla 64: Dimensiones para el Pozo 107

| DESCRIPCIÓN | Símbolo | UNIDAD | MEDIDAS CONS. | |
|--|---------|---------------------|------------------|--------|
| Nombre del Pozo | P | - | P107 | |
| Caudal diseño | Qd | l/s | 25,000 | |
| Desnivel entre colector | Az | m | 5,8 | |
| Ancho del canal de aproximación | b | m | 0,2 | |
| Caudal unitario | q | m ³ /s-m | 0,125 | |
| Inclinación de bandejas | J | % | 5% | |
| Ancho del pozo | A | m | 3,230 | 3,30 |
| Separación de la pared frontal a rejilla | B | m | 0,610 | 0,61 |
| Largo de rejilla | C | m | 0,840 | 1,02 |
| Separación de la pared lateral y rejilla | D | m | 0,160 | 0,24 |
| Ancho de rejilla | E | m | 0,150 | 0,15 |
| Altura entre bandejas | H | m | 2,430 | 2,43 |
| Número de bandejas | N | - | 2,39 | 1 |
| Altura total calculada | Ht | m | 5,346 | 5,35 |
| Dimensión Constructiva | H2 | m | 0,454 | 0,45 |
| Caudal máximo | Qmáx | l/s | 37,500 | 37,500 |

Elaborado por: Autores

En la Figura 39 se puede observar las dimensiones de la bandeja y elevación para el pozo107.

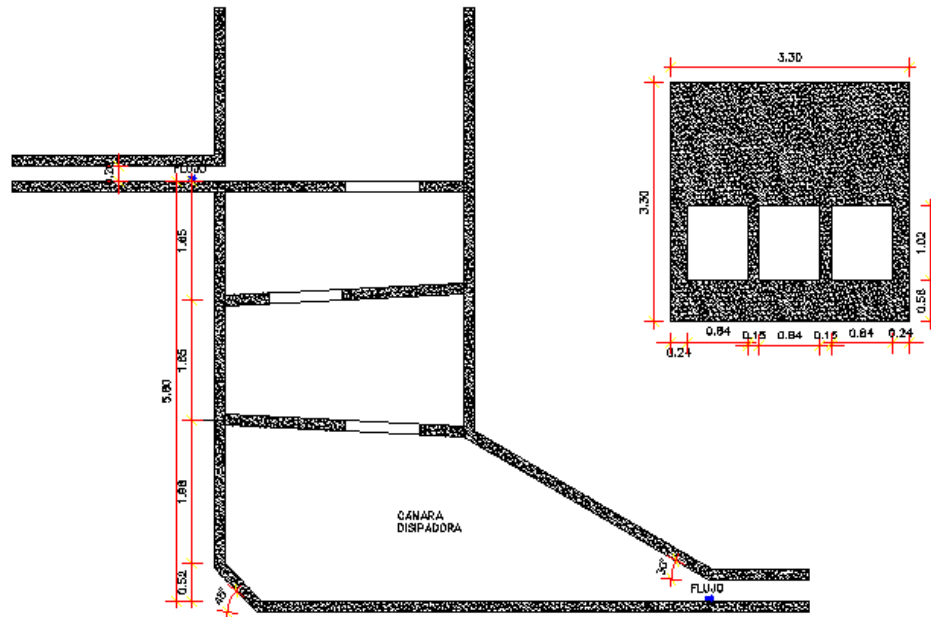


Figura 39: Dimensiones de las bandejas y en elevación del Pozo 107
Elaborado por: Autores

3.2.6 Disposición del Caudal de Descarga.

La comunidad no cuenta con una red de alcantarillado y al tratarse de un diseño de alcantarillado combinado, estas aguas deben ser separadas para un mejor aprovechamiento, para ello se utilizará un separador de caudales y así en épocas de lluvia estas aguas serán desviadas directamente a la descarga, es decir, a la quebrada asignada del proyecto; mientras que las aguas residuales irán a ser tratadas (descontaminadas) en la planta de tratamiento.

3.2.6.1 *Separador de caudales.*

Los separadores de caudales son estructuras que nos ayudan a que parte del caudal combinado es desviado a una dirección determinada. En alcantarillado combinado se prevé el alivio del caudal pluvial hacia una quebrada cercana del proyecto, mientras que el caudal sanitario continua con su sentido hasta llegar a una planta de tratamiento.

Existen varias alternativas de estructuras de separación de caudales como, por ejemplo:

- Vertedero de descarga lateral también conocido como aliviaderos,
- Vertedero de saltos.
- Sifones de alivio.
- Orificio fijo

Para el presente proyecto al tener un caudal pluvial alto y caudal sanitario bajo no se puede realizar un separador con vertedero, es por eso por lo que se plantea una alternativa diferente; la construcción de un canal en la parte central del “Colector B”, el cual está profundizado 3cm, dicho canal va desde el pozo 106 al pozo 107.

Los 3 cm. que se profundiza nos permiten obtener una inclinación del 5% a los lados del canal, dicha inclinación permite que cuando exista solo caudal sanitario este ingrese en el canal, mientras que cuando exista un caudal combinado los sólidos ingresarán al canal y el pluvial continua con su trayectoria fuera del canal, lo cual se puede observar en la Figura 40.

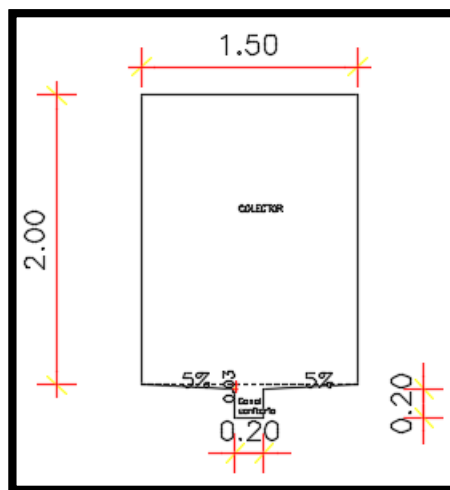


Figura 40: Diagrama del colector y el canal sanitario
Elaborado por: Autores

Se debe tener en cuenta que el “Colector B” mantiene las dimensiones diseñadas hasta 10 metros de longitud, a partir de este punto en la parte inferior del colector se da una pendiente longitudinal del 6% la cual tiene una longitud de 7,5 metros hasta llegar a un cajón como se muestra en la Figura 41.

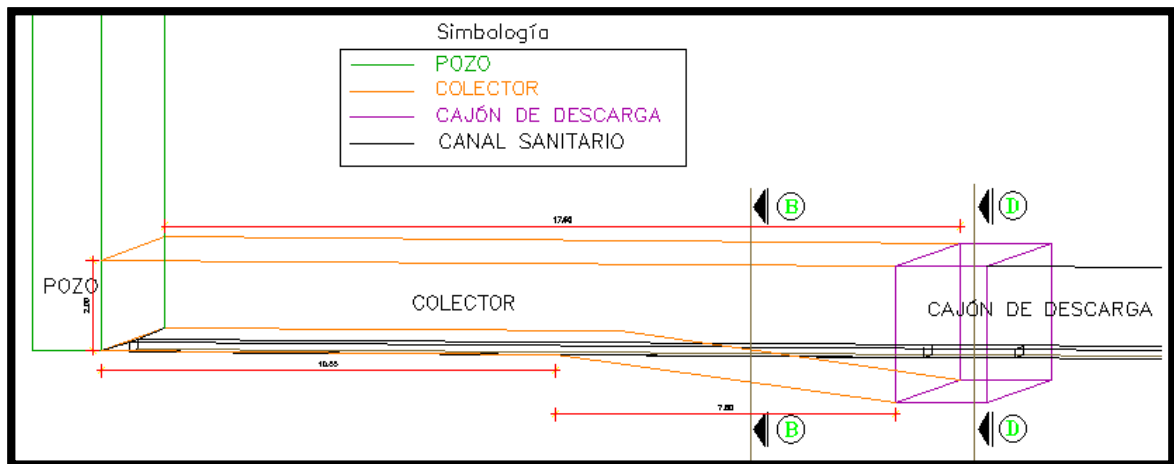


Figura 41: Diagrama del sistema
Elaborado por: Autores

En la Figura 42 se puede observar los cortes transversales del diagrama del sistema que fue presentado en la Figura 41.

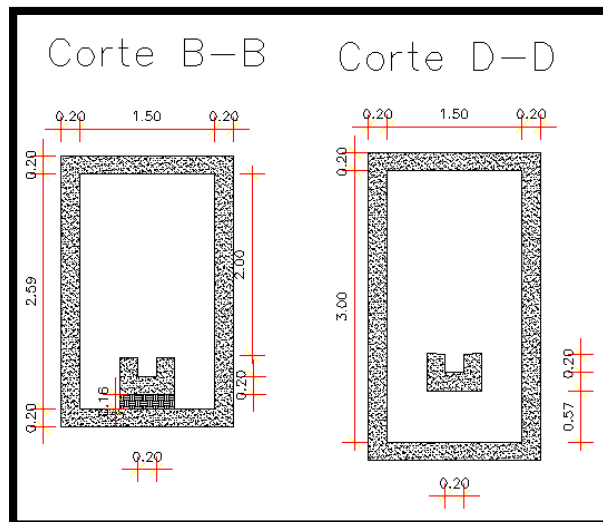


Figura 42: Cortes transversales.

Desde el cajón diseñado hasta el talud de descarga se tiene una distancia de 1.89m. por lo que se diseña un canal de transición desde la abertura del cajón hasta el talud de la descarga. Dicho canal de transición empieza con una base igual a 2 m. y al final del canal se tiene una base de 1,5m. cómo se puede ver en la Figura 44.

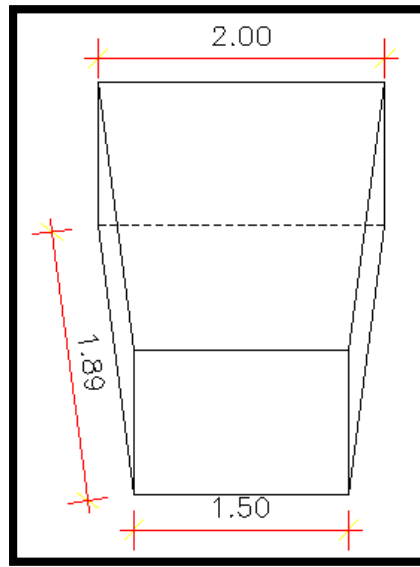


Figura 43: Canal de transición
Elaborado por: Autores

Para determinar la altura del canal de transición se va determinando un calado para diferentes bases como lo podemos ver en la Tabla 65:

Tabla 65: Calados para diferentes bases para el canal de transición

| B m | H m | Y m | V m/s | Y/H % |
|----------------------|----------------------|----------------------|------------------------|------------------------|
| 2,00 | 1,00 | 0,539 | 6,534 | 54 |
| 1,95 | 1,00 | 0,551 | 6,556 | 55 |
| 1,90 | 1,00 | 0,563 | 6,578 | 56 |
| 1,85 | 1,00 | 0,577 | 6,598 | 58 |
| 1,60 | 1,00 | 0,658 | 6,674 | 66 |
| 1,75 | 1,00 | 0,606 | 6,634 | 61 |
| 1,70 | 1,00 | 0,623 | 6,649 | 62 |
| 1,65 | 1,00 | 0,640 | 6,663 | 64 |
| 1,60 | 1,00 | 0,659 | 6,674 | 66 |
| 1,55 | 1,00 | 0,680 | 6,682 | 68 |
| 1,50 | 1,00 | 0,702 | 6,688 | 70 |

Elaborado por: Autores

El canal de transición se diseña con una altura de 1,00 metro ya que con esta altura el caudal puede pasar teniendo un borde libre del 22% de la altura. Las dimensiones finales para el canal de transición son: al ingreso del canal se tiene un ancho de 2,00 m. y al final un ancho de 1,50 m. con una altura de 1,00 m.

3.2.6.2 Diseño de la descarga pluvial

Para la descarga hacia la quebrada se debe tener en cuenta que se tiene que descargar una caudal de $8,041 \text{ m}^3/\text{s}$, la topografía es otro parámetro a tener en cuenta la cual tiene pendiente fuerte, por lo cual se podría llegar a tener velocidades altas y esto podría causar socavación y problemas en la estabilidad del talud, por lo cual, es importante realizar una obra las cual nos permita disipar la energía hasta el cuerpo receptor. En la Figura 46 se puede ver el talud que tiene sitio donde se realiza la descarga.



Figura 44: Talud de descarga para el caudal pluvial

Fuente: Autores

Para disipar la energía se propone diseñar muros de gavión hasta el punto de la descarga como se muestra en la Figura 45.

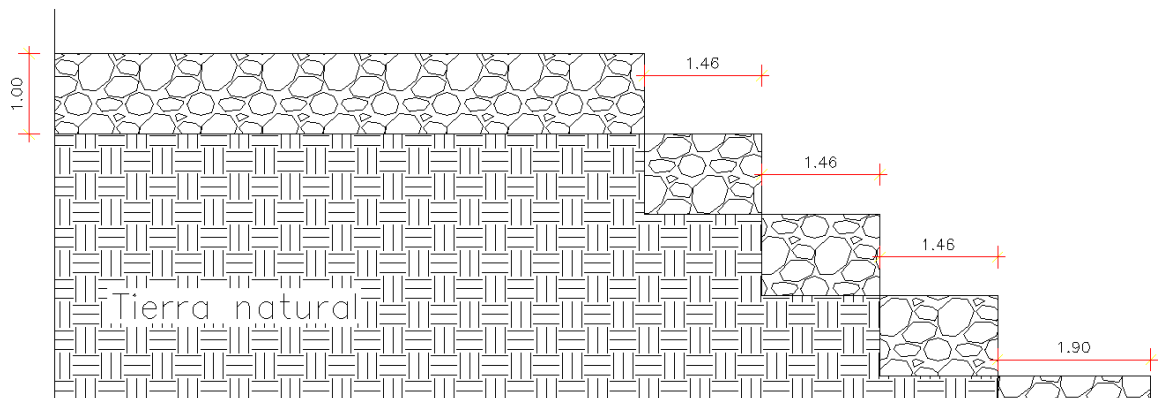


Figura 45: Muro de gaviones para la descarga pluvial

Elaborado por: Autores

Para determinar la altura de los laterales de los muros de gaviones, se tiene en cuenta el tirante hidráulico con el que sale del canal de transición, el cual es de 0,775 m. por lo

tanto se da una altura de 1,00 m. para cada gavión, al tener dicha nos asegura que no se desborde el caudal por lo lados como se muestra en la Figura 46.

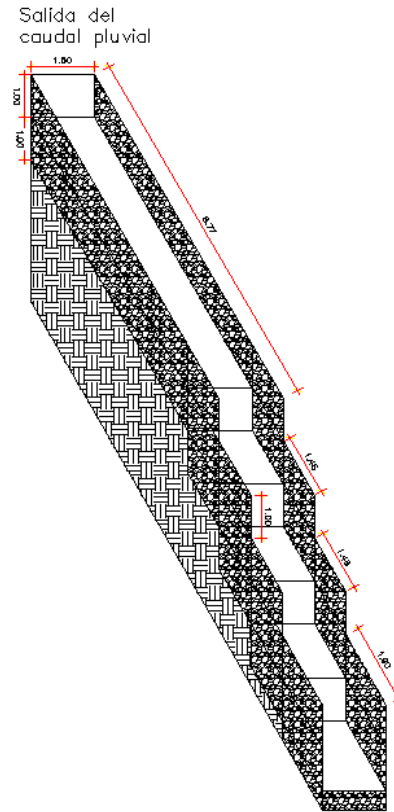


Figura 46: Muros de gavión vista frontal
Elaborado por: Autores

3.2.6.3 Diseño de la descarga aguas residuales

Una vez separado el caudal sanitario del pluvial, estas aguas continúan por el pozo 107 hasta el punto de descarga por el “Colector C”, dicho colector tiene un flujo supercrítico por lo que a una abscisa de 17,4 m. del “Colector C” se construye un vertedero de caída recta para así obtener a la salida un flujo subcrítico.

Para el diseño del vertedero de caída recta a partir de los resultados Moore, Bakhmeteff y Feodorov, Rand encontró que la geometría de flujo en vertederos de caída recta puede

describirse mediante funciones del número de caída, el cual se define mediante la ecuación 42 (Chow, 1994, pág. 414).

$$D = \frac{q^2}{g * h^3} \quad (\text{Ec. 41})$$

Donde:

q = Caudal unitario ($\text{m}^3/\text{s-m}$).

g = Aceleración de la gravedad (m^2/s).

h = Altura de la caída.

En la Figura 47 podemos observar la geometría del flujo de un vertedero de caída recta según Ven Te Chow.

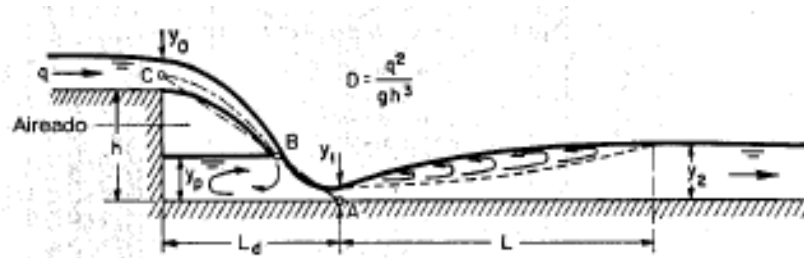


Figura 47: Geometría del flujo en un vertedero de caída recta

Fuente: Hidráulica de canales abiertos- Ven Te Chow.

La longitud de la caída, es decir la distancia desde el muro de caída hasta la profundidad y_1 (primera conjugada), se la determina mediante la ecuación 43.

$$\frac{L_D}{h} = 4.30 * D^{0.27} \quad (\text{Ec. 42})$$

El nivel de la piscina bajo la napa y_p , se la determina mediante la ecuación 44.

$$\frac{y_p}{h} = 1.00 * D^{0.22} \quad (\text{Ec. 43})$$

La profundidad en el pie de la napa y_1 (primera conjugada), se la determina mediante la ecuación 45.

$$\frac{y_1}{h} = 0.54 * D^{0.425} \quad (\text{Ec. 44})$$

La profundidad siguiente a la salida correspondiente a y_1 (segunda conjugada), se la determina mediante la ecuación 46.

$$\frac{y_2}{h} = 1.66 * D^{0.27} \quad (\text{Ec. 45})$$

La longitud del resalto, se la determina mediante la ecuación 47.

$$L_R = 5 * (y_2 - y_1) \quad (\text{Ec. 46})$$

En la tabla 66 se muestra los resultados del diseño para 3 vertederos de caída recta.

Tabla 66: Dimensiones para la geometría del flujo en un vertedero de caída recta.

| h m | D | L_D m | y_p m | y₁ m | y₂ m | L_R m | J % |
|----------------------|----------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------|
| 0,3 | 0,059 | 0,601 | 0,161 | 0,049 | 0,232 | 0,916 | 5,5 |
| 0,3 | 0,059 | 0,601 | 0,161 | 0,049 | 0,232 | 0,916 | 4,0 |
| 0,4 | 0,025 | 0,635 | 0,177 | 0,045 | 0,245 | 1,00 | 0,85 |

Elaborado por: Autores

En la Figura 48 se puede observar cómo en cada tramo de vertedero va descendiendo la pendiente hasta llegar a obtener una pendiente del 0,85%.

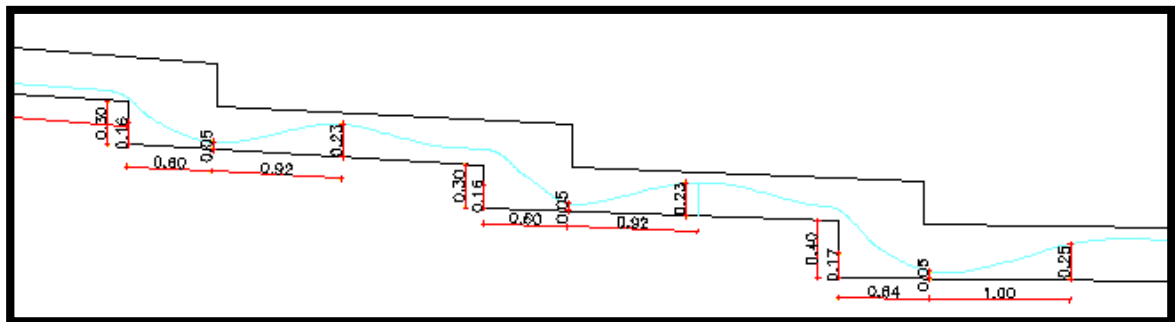


Figura 48: Vertederos en el tramos del pozo 106 hasta la salida del flujo

Elaborado por: Autores

Como se tiene una nueva pendiente se calcula el tirante hidráulico y la velocidad de salida como se realizó en el literal 3.2.5.1, los resultados se observan en la Tabla 67

Tabla 67: Resultados a la salida del del talud

| J | n | Qd | B | H | Ycal | Vd | Fr | Tipo de flujo |
|----------|----------|------------------------|----------|----------|-------------|------------|-----------|----------------------|
| % | - | m³/s | m | m | m | m/s | | |
| 0,85 | 0,017 | 0,03 | 0,2 | 0,3 | 0,15 | 0,83 | 0,68 | Subcrítico |

Elaborado por: Autores

Como se puede observar en la figura 49 la pendiente del talud es muy pronunciada por lo cual se va a tener velocidades altas y gran energía, es por eso por lo que se debe diseñar una obra para disipar la energía, por lo cual se recomienda el diseño de una rápida escalonada cubierta para evitar que las aguas servidas salgan de su trayectoria. En la Figura 49 el talud por el cual se va se tiene que hacer una obra de disipación para llegar a la planta de tratamiento.



Figura 49: Talud por el cual se va a la planta de tratamiento

Fuente: Autores

Si la altura de caída vertical supera los 7 – 8 m o la topografía del sitio no es adecuada para una sola caída, se puede prever una sucesión de caídas, es decir, una serie de escalones, como se observa en la Figura 50. los desbordamientos bajos resultan en una sucesión de siestas en caída libre. (Chanson, 2004, pág. 438)

Por el impacto de la caída, se forma una piscina recirculante de agua detrás del chorro que cae como se puede ver en la Figura 50.

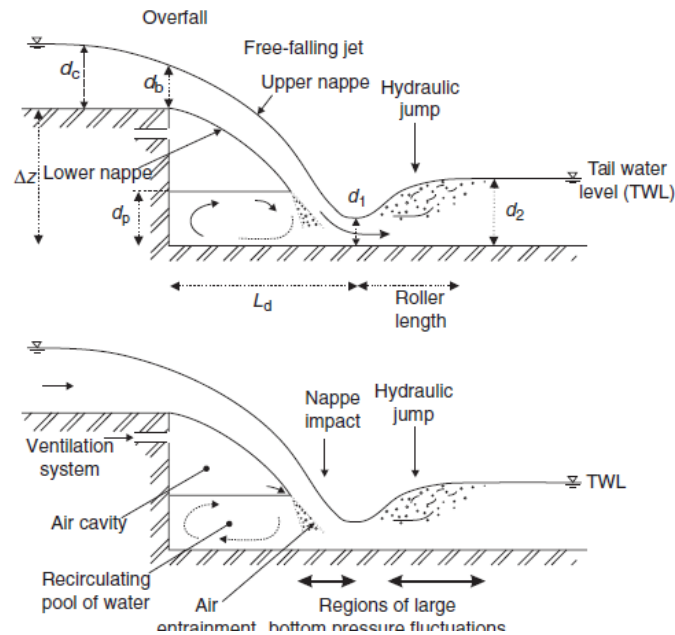


Figura 50: Esquema de una estructura de caída.

Fuente: The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction, Chanson (2004)

Dependiendo de la geometría del escalón y el caudal que circula se puede distinguir diferentes tipos de flujo; el flujo escalón a escalón “nappe flow” este se caracteriza por una sucesión de caídas libres y ocurre para caudales pequeños. El flujo rasante o “skimming Flow” se describe por una corriente que fluye sobre los vértices de los escalones y se utiliza para caudales de mayores descargas. Para caudales intermedios se identifica el flujo de transición con un comportamiento entre flujo escalón a escalón y flujo rasante. (Amador, Sánchez-Juny, & Dolz, 2000, pág. 4)

En la figura 51 se puede observar las diferentes condiciones de flujo que sucede en canal escalonado: a) Flujo rasante o “Skimming flow”, b) flujo en transición y c) flujo escalón por escalón o “nappe Flow”.

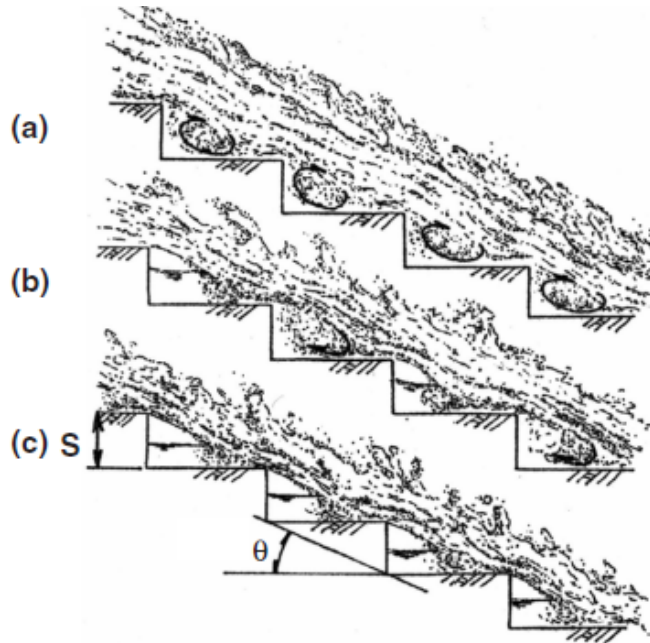


Figura 51: Condiciones de flujo en canal escalonado

Fuente: Fluvial, Environmental and Coastal Developments in Hydraulic Engineering, Mossa, Yasuda & Chanson (2004).

Chanson (2001), plantea que el flujo rasante “Skimming flow” ocurre cuando cumple con la ecuación 48, mientras que para un flujo escalón por escalón “Nappe Flow” ocurre cuando cumple con la ecuación 49.

Chanson (2004) plantea que para un flujo en transición ocurre cuando cumple con la ecuación 50.

$$\frac{d_c}{h} > 1.2 - 0.325 * \frac{h}{l} \quad (\text{Ec. 47})$$

$$\frac{d_c}{h} < 0.89 - 0.4 * \frac{h}{l} \quad (\text{Ec. 48})$$

$$\frac{d_c}{h} < 0.9174 - 0.381 * \frac{h}{l} \quad (\text{Ec. 49})$$

Donde:

d_c = Profundidad crítica de flujo (m).

h = Altura del escalón (m).

l = Longitud del escalón (m).

Para determinar la profundidad crítica del flujo se utiliza la ecuación 51.

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (\text{Ec. 50})$$

Donde:

d_b = Profundidad crítica de flujo (m).

q = Caudal unitario ($\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$).

Rouse, 1936 nos indica que, para un canal rectangular horizontal, una estimación más precisa de la profundidad del borde se determina mediante la ecuación 52

$$d_b = 0.715 * d_c \quad (\text{Ec. 51})$$

Donde:

d_b = Profundidad del flujo de borde (m)

d_c = Profundidad crítica de flujo (m)

Yasuda (2001) para determinar la altura del escalón para un flujo rasante “Skimming flow” planteo la ecuación 53, mientras que para un flujo escalón por escalón “Nappe Flow” planteo la ecuación 54.

$$\frac{h}{d_c} = 1.16 (\tan\theta)^{0.165} \quad (\text{Ec. 52})$$

$$\frac{h}{d_c} = 0.57 (\tan\theta)^3 + 1.3 \quad (\text{Ec. 53})$$

Donde:

h = Altura del escalón (m).

d_c = Profundidad crítica de flujo (m).

θ = ángulo de la rápida con la horizontal ($^\circ$). Debe estar en el rango $0,1 \leq \tan \theta \leq 1.43$.

Para determinar la pérdida total de energía en un flujo escalón a escalón “nappe Flow”

Chanson (1995b, 2001) propuso la ecuación 55.

$$\frac{\Delta H}{H_1} = 1 - \left(\frac{0.54 * \left(\frac{d_c}{\Delta z}\right)^{0.275} + \left(\frac{3.43}{2}\right) * \left(\frac{d_c}{\Delta z}\right)^{-0.55}}{\left(\frac{3}{2}\right) + \frac{\Delta z}{d_c}} \right) \quad (\text{Ec. 54})$$

Donde:

d_b = Profundidad critica de flujo (m).

Δz = Elevación de la cresta de la presa sobre el dedo del pie aguas abajo (m).

Tozzi (1992) considera que el aumento de disipación de energía es despreciable cuando:

$$k_s \geq 0.0764q^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Ec. 55})$$

Donde:

k_s = Rugosidad de la forma

q = Caudal unitario ($\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$).

La rugosidad de la forma depende de la inclinación del talud y se determina mediante la ecuación 52.

$$k_s = h * \cos \alpha \quad (\text{Ec. 56})$$

Donde:

k_s = Rugosidad de la forma.

h = Altura del escalón (m).

α = Angulo de la rápida con la horizontal.

La altura del escalón se puede determinar mediante la ecuación 53:

$$\frac{h}{y_c} \geq 0.3 \quad (\text{Ec. 57})$$

Donde:

h = Altura del escalón (m).

y_c = Calado crítico (m).

Para el diseño de la descarga del caudal sanitario hacia la planta de tratamiento se diseña un flujo escalón por escalón “Nappe Flow”, ya que el caudal a diseñar es pequeño.

Al talud se llega con el “Colector C” el cual se encuentra a 2,15 m antes de la salida del talud, este es el punto de inicio para empezar con los escalones. El talud tiene una inclinación de 29° como se puede observar en la Figura 52.

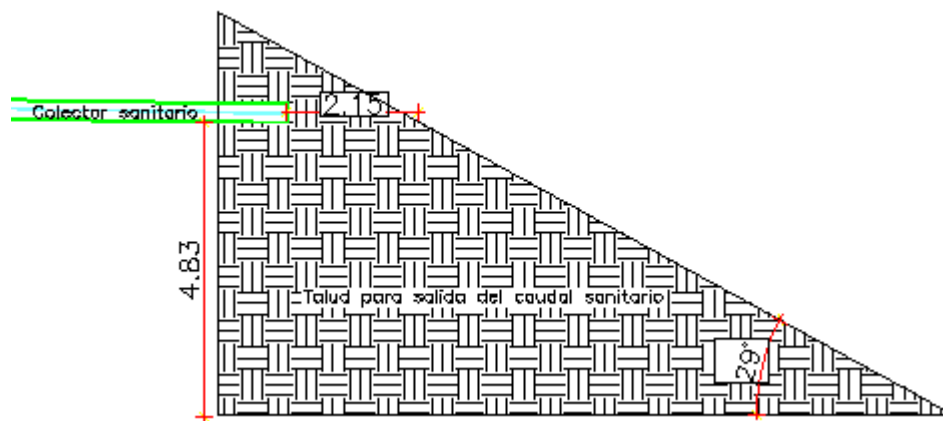


Figura 52: Diagrama del talud de descarga
Elaborado por: Autores

Para el diseño de los escalones se utiliza las ecuaciones 43 hasta la ecuación 53, en la Tabla 68 podemos ver los resultados de las dimensiones del escalón, para ver si cumple con la condición de flujo escalón por escalón se utilizó la ecuación 49.

Tabla 68: Resultado para los escalones hacia la descarga con una $h=0,3\text{m}$

| q | dc | db | h | Ld | Yp | Y1 | Y2 | Lr | Lt | Nes | Condición de flujo |
|--------------------------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|---------------------------|
| m³/s-m | m | m | m | m | m | m | m | m | m | # | |
| 0,125 | 0,12 | 0,08 | 0,30 | 0,60 | 0,16 | 0,05 | 0,23 | 0,92 | 1,52 | 14,60 | OK |

Elaborado por: Autores

En la Figura 53 se presenta el diagrama par cuando se tiene una altura de escalón de 0,3m.

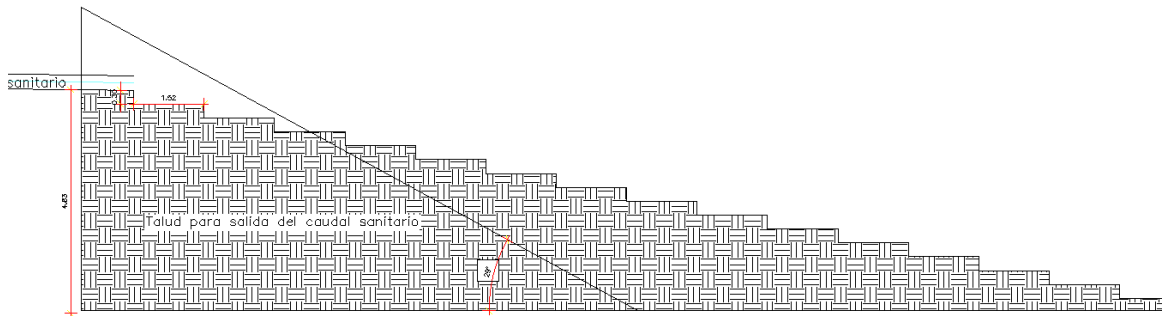


Figura 53: Dimensiones cuando $h=0,3\text{m}$

Elaborado por: Autores

Tabla 69 podemos ver los resultados de las dimensiones del escalón, para cuando se tiene una altura de escalón $h=0,4\text{m}$

Tabla 69: Resultado para los escalones hacia la descarga con una $h=0,4\text{m}$

| q | dc | db | h | Ld | Yp | Y1 | Y2 | Lr | Lt | Nes | Condición de flujo |
|--------------------------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|---------------------------|
| m³/s-m | m | m | m | m | m | m | m | m | m | # | |
| 0,125 | 0,12 | 0,08 | 0,40 | 0,63 | 0,18 | 0,04 | 0,24 | 1,00 | 1,63 | 11 | OK |

Elaborado por: Autores

En la Figura 54 se presenta el diagrama par cuando se tiene una altura de escalón de 0,4 m.

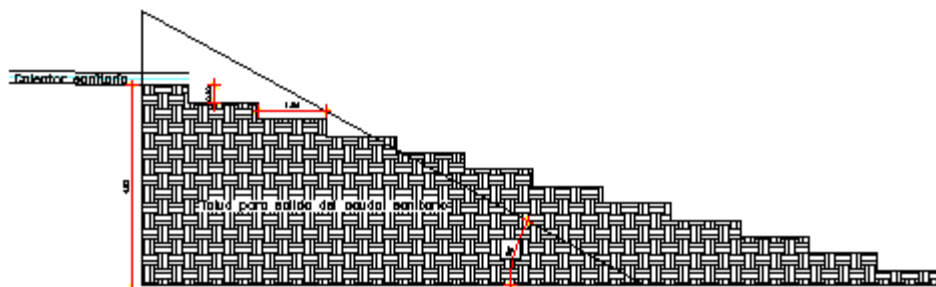


Figura 54: Dimensiones cuando $h=0,4m$
Elaborado por: Autores

Tabla 70 podemos ver los resultados de las dimensiones del escalón, para cuando se tiene una altura de escalón $h=0,5m$.

Tabla 70: Resultado para los escalones hacia la descarga con una $h=0,5m$

| q | dc | db | h | Ld | Yp | Y1 | Y2 | Lr | Lt | Nes | Condición de flujo |
|--------------------------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|---------------------------|
| m³/s-m | m | m | m | m | m | m | m | m | m | # | |
| 0,125 | 0,12 | 0,08 | 0,50 | 0,66 | 0,19 | 0,04 | 0,26 | 1,07 | 1,73 | 9 | OK |

Elaborado por: Autores

En la Figura 55 se presenta el diagrama par cuando se tiene una altura de escalón de $0,5m$.

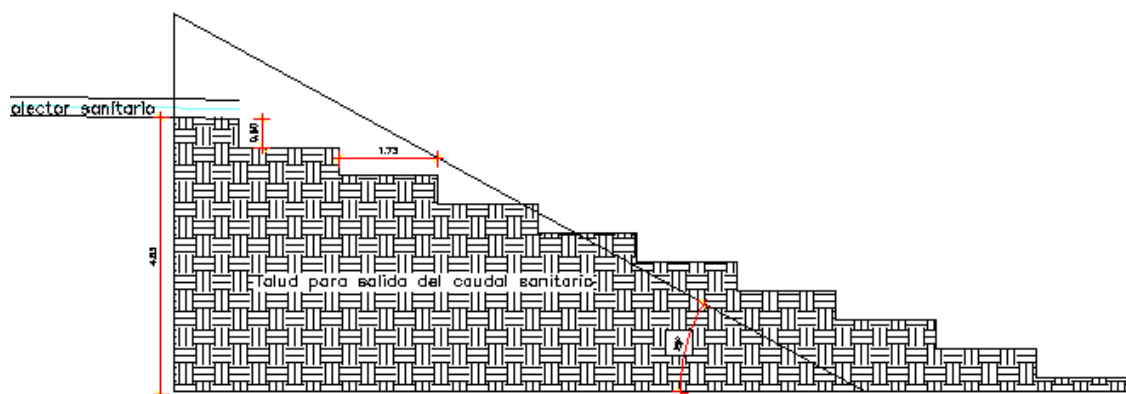


Figura 55: Dimensiones cuando $h=0,5m$
Elaborado por: Autores

Se toman una altura de escalón de $0,5m$ ya que con esta altura se tiene menor número de escalones y por lo tanto menos relleno al momento de la construcción.

Para la pérdida total de la energía se utiliza la ecuación 55 por lo tanto, se tiene una pérdida de energía de 3,02 metros.

Después del último escalón se construye un canal para ingresar a la planta de tratamiento, las dimensiones se muestran en la Tabla 71.

Tabla 71: Dimensiones para colector hacia la planta de tratamiento

| Longitud | J | n | Qd | Bcolector | Hcolector | Ycal | Vd | Fr | Tipo de flujo | % de llenado |
|----------|-------|-------|-------------------|-----------|-----------|------|-------|------|---------------|--------------|
| m | % | - | m ³ /s | m | m | m | m/s | | | |
| 30,00 | 1,000 | 0,017 | 0,025 | 0,2 | 0,3 | 0,14 | 0,817 | 0,69 | Subcrítico | 47,02 |

Elaborado por: Autores

3.2.7 Diseño de la planta de tratamiento en la descarga final del colector.

Las aguas residuales el tratamiento de aguas residuales es un proceso en el cual las aguas servidas son sometidas a procesos físicos, químicos y biológicos para eliminar en la más posible la peligrosidad de dichas aguas.

Para el tratamiento de aguas residuales deben tener los siguientes procesos:

- Tratamiento preliminar
- Tratamiento primario
- Tratamiento secundario
- Coloración

3.2.7.1 *Tratamiento preliminar.*

El tratamiento preliminar sirve para remover los sólidos flotantes de gran tamaño y así proteger los equipos usados en los procesos subsecuentes del tratamiento.

Para lograr el objetivo de esta etapa se puede emplear diferentes dispositivos como: rejas de barras, desmenuzadores como: molinos, cortadoras o trituradoras, desarenadores, tanques de preaeración.

3.2.7.2 Tratamiento primario.

En este tratamiento tiene como objetivos eliminar mayor cantidad de solidos que tiene las aguas residuales, y disminuir la velocidad de las aguas residuales para que puedan sedimentarse los sólidos.

Para el tratamiento primarios de aguas residuales pueden utilizarse dispositivos como: reactores anaerobios, tanques Imhoff, tanques sépticos o de sedimentación y tanques de flotación.

3.2.7.3 Tratamiento secundario.

En este tratamiento su objetivo es el de eliminar la materia orgánica que tiene las aguas residuales por métodos biológicos con una eficiencia de remoción de DBO por

encima del 82% estos valores pueden ser alcanzados por lagunas de estabilización, lodos activados, zanjas de oxidación, filtros verdes y lagunas aireadas. Dentro de este tratamiento se lleva a cabo diversos procesos aeróbicos y anaeróbicos.

Tabla 72: Principales procesos de tratamiento biológico

| TIPO | CRECIMIENTO | PROCESO | USO PRINCIPAL |
|------------|-------------|--|----------------------------------|
| AEROBIOS | SUSPENDIDO | Lodos Activados * Convencional * Mezcla completa * Aireación escalonada * Estabilización y contacta * Oxígeno puro * Tasa alta * AIREACIÓN PROLONGADA * Procesos krauss * Zanjón de oxidación | Remoción de DBO y nitrificación |
| | | Lagunas aireadas | Remoción de DBO y nitrificación |
| | | Digestiones aerobias | Remoción de DBO - estabilización |
| | ADHERIDO | Filtros percoladores * tasa baja * Tasa alta | Remoción de DBO y nitrificación |
| | | Torres biológicas | Remoción de DBO, N Y P |
| | | unidades rotatorias de contacto biológico | Remoción de nitrógeno |
| | | reactores de lecho fijo | Remoción de nitrógeno |
| | SUSPENDIDO | Digestiones anaerobias | Remoción de DBO - estabilización |
| | | Anaerobio de contacto | Remoción de DBO |
| ANAEROBIOS | HÍBRIDO | Lagunas anaerobias | Remoción de DBO - estabilización |
| | | Manto de lodos - flujo Ascensional (PAMLA) o UASB | Remoción de DBO y SS |
| | ADHERIDO | Filtro anaerobio | Remoción de DBO - estabilización |
| | | lecho expandido | Remoción de DBO - estabilización |

Fuente: Tratamiento de aguas residuales: Teoría y principios de diseño, Rojas Jairo (2016).

3.2.7.4 *Cloración.*

Su objetivo es lograr la desinfección de las aguas residuales, prevención de la descomposición de las aguas residuales para evitar malos olores y protección de las estructuras, generalmente en esta etapa se aplica cloro para así cumplir con su objetivo.

3.2.7.5 *Criterios de diseño.*

a) Tiempo de retención

El tiempo de retención es el tiempo que dura la materia orgánica dentro del sistema de tratamiento de las aguas residuales. Dicho tiempo depende de la temperatura del sitio del proyecto, se puede determinar mediante la Tabla 73 propuesta por la Norma EMAAP-Q.

Tabla 73: Tiempo de retención

| Temperatura (°C) | TRH promedio (horas) | TRH mínimo (horas) | TRH pico (horas) |
|-----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| <20 | - | - | - |
| 20 - 23 | 12 | 7 – 9 | 3 – 5 |
| 23 - 26 | 8 | 5 -7 | 3 |
| >26 | 6 | 4 | 2.5 |

Fuente: Normas EMMAP-Q

La temperatura de los residuos domésticos oscila entre los 21-23 grados por lo cual se toma un tiempo de retención de 12 horas.

b) Volumen de oxígeno.

Para determinar el valor de la demanda biológica de oxígeno nos basaremos a la Tabla 74, presentada por Romero Rojas (2016).

Tabla 74: Característica de aguas residuales domesticas típicas

| PARÁMETRO | | MAGNITUD | UNIDAD |
|---------------------|-------------|----------|----------|
| DBO | | 200 | mg/l |
| DQO | | 400 | mg/l |
| Sólidos volátiles | suspendidos | 200 | mg/l |
| Sólidos totales | suspendidos | 150 | mg/l |
| Nitrógeno amoniacal | | 30 | mg/l - N |
| Ortofosfato | | 10 | mg/l - P |

Fuente: Tratamiento de aguas residuales: Teoría y principios de diseño, Rojas Jairo (2016).

c) Dosificación de cloro para la desinfección de las aguas negras.

La Norma EPMAPS nos muestra dosificaciones para diferentes tipos de tratamiento, las cuales podemos observar en la Tabla 75.

Tabla 75: Dosificación de cloro para agua servidas.

| TIPO DE TRATAMIENTO | DOSIFICACIÓN (ppm o mg/l) |
|---------------------------------|------------------------------|
| Filtros goteadores | 3 - 9 |
| planta de lodos activados | 3 - 9 |
| plata de filtros de arena | 1 - 6 |
| aguas negras sin tratar | 6 – 24 |
| aguas negras sedimentadas | 3– 18 |
| planta de precipitación química | 3 - 12 |

Fuente: Dosificaciones de cloro para la desinfección de las aguas servidas tomado de las Normas Técnicas de la EPMAPS

Por lo tanto, se tiene una dosificación de cloro entre 3mg/l a 18 mg/l.

En la Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: recurso agua, establece limitaciones para la descarga al sistema de alcantarillado la cual lo podemos observar en la Tabla 76:

Tabla 76: Límites de descarga en el sistema de alcantarillado público

| Parámetros | Expresado como | Unidad | Límite máximo permisible |
|---------------------------------------|----------------------------|---------------|---------------------------------|
| Aceite y grasas | Solubles en hexano | mg/l | 70,0 |
| Explosivos o inflamables | Sustancias | mg/l | 0,0 |
| Alkil mercurio | | mg/l | No detectable |
| Aluminio | Al | mg/l | 5,0 |
| Arsénico total | As | mg/l | 0,1 |
| Cadmio | Cd | mg/l | 0,002 |
| Cianuro total | CN | mg/l | 1,0 |
| Cinc | Zn | mg/l | 10,0 |
| Cloro Activo | Cl | mg/l | 0,5 |
| Cloroformo | Extracto carbón cloroformo | mg/l | 0,1 |
| Cobalto total | Co | mg/l | 0,5 |
| Cobre | Cu | mg/l | 1,00 |
| Compuestos fenólicos | Expresado como fenol | mg/l | 0,2 |
| Compuestos organoclorados | Orgsnoclorados totales | mg/l | 0,05 |
| Cromo hexavalente | Cr+6 | mg/l | 0,5 |
| Demando Bioquímica de oxígeno (5días) | DBO5 | mg/l | 250,0 |
| Demanda química de oxígeno | DQO | mg/l | 500,0 |
| Dicloroetileno | Dicloroetileno | mg/l | 1,0 |
| Fósforo total | P | mg/l | 15,0 |
| Hidrocarburos totales de petróleo | TPH | mg/l | 20,0 |
| Hierro total | Fe | mg/l | 25,0 |
| Manganeso total | Mn | mg/l | 10,0 |
| Mercurio (total) | Hg | mg/l | 0,01 |
| Níquel | Ni | mg/l | 2,0 |
| Nitrógeno total Kjedahl | N | mg/l | 60,0 |
| Organofosforados | Especies totales | mg/l | 0,1 |
| Plata | Ag | mg/l | 0,5 |
| Plomo | Pb | mg/l | 0,5 |
| Potencial de hidrógeno | pH | mg/l | 6 a 9 |
| Selenio | Se | mg/l | 0,5 |
| Sólidos sedimentables | | mg/l | 20,0 |
| Sólidos Suspendedos Totales | | mg/l | 220,0 |

| Parámetros | Expresado como | Unidad | Límite máximo permisible |
|-------------------------|---|---------------|---------------------------------|
| Sólidos totales | | mg/l | 1600,0 |
| Sulfatos | SO ₄ -2 | mg/l | 400,0 |
| Sulfuros | S | mg/l | 1,0 |
| Temperatura | °C | mg/l | < 40,0 |
| Tensoactivos | Sustancias activas de azul del metileno | mg/l | 2,0 |
| Tetracloruro de carbono | Tetracloruro de carbono | mg/l | 1,0 |
| Tricloroetileno | Tricloroetileno | mg/l | 1,0 |

Fuente: Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: recurso agua.

Para el presente proyecto se va a realizar una planta de tratamiento que se compone al inicio para un tratamiento preliminar de una rejilla para así retener diferente tipo de basura. Dependiendo el tipo de rejilla se clasifican como gruesas aquellas con abertura igual o mayor a 0,64 cm, y rejillas finas con aberturas menor a 0,64 cm.

Para el tratamiento primario se diseñará un reactor anaerobio de mantos de flujo ascendente, es un tratamiento mecánicamente simple y de bajo costo, además que no se necesita un mantenimiento constante de las estructuras, además tiene una eficiencia del 80% al 85% en el tratamiento. Se trata de un tratamiento biológico, tiene tiempo de retenciones bajos. Este tipo de reactor está constituido por un tanque de hormigón armado, por una campana en la parte superior y en sus extremos superiores se tiene vertederos de excesos.

En el proceso las aguas servidas son conducidas desde el tanque de retención de sólidos hasta el fondo del reactor, atravesando tubería perforada, lo que garantiza una buena distribución de estas aguas por todo el reactor. Este proceso se realiza por una carga hidráulica y forma mantos de lodos en el fondo del reactor (zona de sedimentación), donde

serán estabilizados por organismos anaerobios y la parte líquida de las aguas servidas sube hasta alcanzar la zona de desborde en el vertedero de excesos (zona de decantación). En el transcurso de este proceso, debido a la descomposición de la materia orgánica se produce gas metano, el cual es acumulado en la parte baja de la campana y es retirado mediante un tubo para su aprovechamiento (combustible).

3.2.7.6 *Diseño de la planta de tratamiento*

A) Rejilla

“Para el tratamiento de aguas residuales se recomienda usar rejilla gruesa, principalmente de barras o varillas, para proteger bombas, válvulas, tubería y equipos (Romero Rojas, 2016, pág. 287)”

En la Tabla 77 se presentan características recomendada por el autor Romero Rojas

Tabla 77: Características de rejillas de barras

| Características | De limpieza manual |
|-------------------------------|---------------------------|
| Ancho de las barras | 0.5 - 1,5 cm |
| Profundidad de las barras | 2.5 - 7,5 cm |
| Abertura de las barras | 2,5 - 5 cm |
| Pendiente con la vertical | 30° - 45° |
| Velocidad de acercamiento | 0,3 - 0,6 m/s |
| Pérdida de energía permisible | 15 cm |

Fuente: Tratamiento de aguas residuales, teoría y principios de diseño, Romero Alberto.

Para determinar la pérdida de energía se utiliza la ecuación clásica de orificios:

$$H = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{CA} \right)^2 \quad (\text{Ec. 58})$$

Donde:

H= Pérdida de energía, m

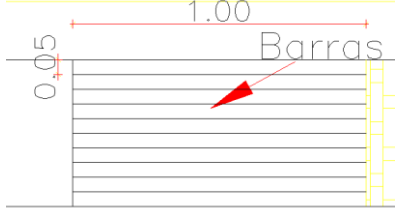
Q= Caudal de aproximación (m³/s)

C= coeficiente de descarga, 0.6 para rejillas limpias

A= Área efectiva de flujo de a rejilla (m²)

En la Tabla 78 se presenta las características para el diseño de la rejilla.

Tabla 78: Características para el diseño de la rejilla

| Características | Valor de diseño |  |
|-------------------------------|-----------------|--|
| Ancho de las barras | 1,00 cm | |
| Profundidad de las barras | 2,5 cm | |
| Abertura de las barras | 2,5 cm | |
| Pendiente con la vertical | 45° | |
| Velocidad de acercamiento | 0,6 m/s | |
| Pérdida de energía permisible | 8.5 cm | |

Elaborado por: Autores

B) Cálculo de los parámetros del reactor anaerobio

- Volumen del reactor.

$$V_r = QD * TR \quad (\text{Ec. 59})$$

Donde:

V_r= volumen del reactor (m³).

QD= Caudal de diseño (m³/h).

TR= Tiempo de retención (H).

$$V_r = 64,174 * 12$$

$$V_r = 770,09 \text{ m}^3$$

- Altura del reactor:

Para este tipo de tratamiento se recomienda utilizar una altura que fluctué entre 4,0 y 4,5, para el presente diseño se utiliza una altura de 4,5 m

- Área del reactor:

$$A_r = \frac{V_r}{H_r} \quad (\text{Ec. 60})$$

$$A_r = \frac{770,09}{4,5}$$

$$A_r = 173.05 \, m^2$$

- **Dimensiones del reactor: longitud y ancho:** Para lo cual damos valores tanto de longitud como del ancho hasta que cumpla con el área antes calculada.

| | | | |
|-----|------|---|----------------------|
| Lr= | 17,5 | m | Longitud del reactor |
| ar= | 10 | m | Ancho del reactor |

- **Canal de distribución:**

Para el cálculo del canal de distribución se utilizará la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 61})$$

Donde:

Q= Caudal de conducción (m³/s)

n= Coeficiente de rugosidad.

A= área mojada del canal (m²).

R= Radio hidráulico (m).

S= Pendiente del fondo del canal

Reemplazamos todos los datos obtenidos en la ecuación 61 para determinar el calado mediante iteraciones hasta que cumpla con el caudal de diseño:

$$0,0178 = \frac{1}{0,013} * (b * y) * \left(\frac{b * y}{b + (2 * y)} \right)^{\frac{2}{3}} * 0,01^{\frac{1}{2}}$$

$$y = 0,051 \, m$$

Por motivos de seguridad, se adopta un calado de 15cm.

C) Cálculo de la zona de cantación

- Separador

* **Ancho de abertura (W_a):** Para determinar el ancho de abertura primero se determina el área de abertura

$$A_a = \frac{QD}{v} \quad (\text{Ec. 62})$$

Donde:

A_a = Área de abertura (m^2).

QD = Caudal de diseño (m^3/H).

v = Velocidad de flujo, se recomienda una $v=4\text{m/h}$

$$A_a = \frac{64,174}{4}$$

$$A_a = 16 \text{ m}^2$$

$$W_a = \frac{A_a}{L_r} \quad (\text{Ec. 63})$$

Donde:

A_a = Área de abertura (m^2).

L_r = Longitud del reactor (m).

$$W_a = \frac{16}{17,5}$$

$$W_a = 0.92 \text{ m}$$

Se le aplica un factor de seguridad del 30%

$$W_a = 1,19 \text{ m} = 1,30 \text{ m valor constructivo}$$

- Superficie húmeda del separador (A_s):

$$A_s = \frac{QD}{C_s} \quad (\text{Ec. 64})$$

Donde:

A_s = Área superficie húmeda (m^2).

QD = Caudal de diseño (m^3/h).

C_s = Carga superficial (m/h), la EX IEOS recomienda valores entre (0,70 – 1,5) m/h

$$A_s = \frac{64,174}{1,1}$$

$$A_s = 58,34 \text{ m}^2$$

- **Ancho del sumidero (W_s):**

$$W_s = \frac{A_s}{L_r} \quad (\text{Ec. 65})$$

Donde:

W_s = Ancho del sumidero (m)

A_s = área superficie húmeda (m)

L_r = Longitud del reactor (m)

$$W_s = 3,80 \text{ m}$$

D) Zona de lodos

- **Ángulo de la campana del separador:**

La EX IEOS nos recomienda valores entre 40° a 45° , por lo cual se adopta un valor de $\theta = 45^\circ$.

- **Altura de la campana:**

La EX IEOS nos recomienda valores entre 1.0 – 1.5, por lo cual se adopta un valor de $H_g = 1,3 \text{ m}$.

- **Altura interna de la campana:**

La EX IEOS nos recomienda valores entre 0.4 – 0.6, por lo cual se adopta un valor de $H_f=0.6$ m.

- **Ancho de lodos de la campana:**

$$W_g = \frac{H_g}{T_g \theta} \quad (\text{Ec. 66})$$

Donde:

W_g = Ancho de la campana de lodos (m).

H_g = Altura de la campana (m).

θ = ángulo de la campana

$$W_g = 1,3 \text{ m}$$

- **Caudal de lodos:**

$$Q_{ld} = D_{ld} * P \quad (\text{Ec. 67})$$

Donde:

Q_{ld} = Caudal de lodod ($\text{m}^3/\text{día}$).

D_{ld} = Aporte de lodos (l/hb-día).

P = Población (hab)

$$Q_{ld} = 333,3 \text{ l/día}$$

$$Q_{ld} = 0,33 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Volumen de lodos:**

$$V_{lodo} = \left(\frac{P * A_{pl} * F_{rd}}{1000} \right) * T_l \quad (\text{Ec. 68})$$

Donde:

V_{lodo} = Volumen de lodos (m^3).

P= Población de diseño (Hab)

Apl= Aporte de lodos (l/hab-día)

Frd= Factor de reducción de lodos

Tl= Tiempo de limpieza de lodos (días)

$$V_{lodo} = 16,67 \text{ m}^3$$

- **Altura de lodos:**

$$H_{ld} = \frac{V_{ld}}{A_r} \quad (\text{Ec. 69})$$

Donde:

Hld= Altura de lodos (m).

Vlodo= Volumen de lodos (m³).

Ar= área del receptor (m²).

$$H_{ld} = 0,10 \text{ m}$$

E) Zona de desinfección

- **Altura del sedimentador:**

$$H_s = \frac{a_r}{2} * S \quad (\text{Ec. 70})$$

Donde:

Hs= Altura del sedimentador (m)

ar= Ancho del reactor (m)

s= pendiente del sedimentador (%)

$$H_s = 1,45 \text{ m}$$

- **Altura del reactor**

$$H_T = H_g + H_f + H_{ld} + H_s + 1,0 \quad (\text{Ec. 71})$$

Donde:

Hg= Ancho de lodos de la campana (m).

Hf= Altura interna de la campana (m).

Hld= Altura de lodos (m).

Hs= Altura del sedimentador (m).

- **Volumen de solidos**

$$V_{sol} = V_{lodos} * C_s \quad (\text{Ec. 72})$$

Donde:

Vlodo= Volumen de lodos (m)

Cs= Contenido de solidos (%), se adopta un contenido de solidos del 10%

$$V_{sol} = 1,67 \text{ m}^3/\text{mes}$$

F) Tanque de desinfección

- **Volumen del taque:**

$$V_{tanque} = QD * t_c \quad (\text{Ec. 73})$$

Donde:

QD= Caudal de diseño (l/s).

tc= Tiempo de contacto (segundos).

$$V_{tanque} = 17,826 * 900$$

$$V_{tanque} = 16043,5189 \text{ l}$$

$$V_{tanque} = 16,04 \text{ m}^3$$

- **Dimensiones del tanque:**

Para determinar las dimensiones del tanque se da valores del ancho, longitud y altura hasta que cumpla con el volumen calculado.

Ancho del tanque $a_{Tan}=2,5$ m

Longitud del tanque $L_{Tan}= 2,8$ m

Altura del tanque $H_{Tan}= 2,4$ m

Por lo tanto, con las dimensiones adoptadas se tiene un volumen de 16,8 mayor al volumen requerido.

- **Velocidad de ingreso**

$$V_i = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{2}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 74})$$

Donde:

D= Diámetro de la tubería (mm).

n= Rugosidad

S= pendiente (%).

$$V_i = 1,234 \text{ m/s}$$

- **Tiempo de recorrido**

$$t = \frac{V_i}{d} \quad (\text{Ec. 75})$$

Donde:

t= Tiempo de recorrido (s).

V_i = Velocidad de recorrido (m/s).

d= Recorrido de agua (m) se toma una distancia de 0,60 m

$$t = 2,06 \text{ s}$$

- **Velocidad de salida del agua:**

$$V_s = u * (2 * g * h)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 76})$$

Donde:

Vs= Velocidad de salida de agua (m/s)

u= Coeficiente de velocidad (0,6 – 0,66)

h= altura del orificio (m), adoptado de 0,60 m.

$$V_s = 2,16 \text{ m/s}$$

- **Pérdida de carga:**

$$D_h = H_T - H_2 \quad (\text{Ec. 77})$$

Donde:

HTan= altura del tanque (m).

H2= altura salida del tanque (m).

Para determinar la altura de salida se utiliza la ecuación de Bernoulli

$$H_1 + \frac{V_1^2}{2 * g} + \frac{P_1}{Y} = H_2 + \frac{V_2^2}{2 * g} + \frac{P_2}{Y} \quad (\text{Ec. 78})$$

$$H_T = H_1 + \frac{V_l^2}{2 * g} \quad (\text{Ec. 79})$$

$$H_2 = H_t - \frac{V_s^2}{2 * g} \quad (\text{Ec. 80})$$

$$H_2 = 2,4 - \frac{2,16^2}{2 * 9,81}$$

$$H_2 = 2,16 \text{ m}$$

Una vez calculado la altura de salida se determina la pérdida de carga mediante la ecuación 77.

$$D_h = 2,4 - 2,16$$

$$D_h = 0,238 \text{ m}$$

- **Cantidad de hipoclorito**

$$Cl = QD * D_{cl} \quad (\text{Ec. 81})$$

Donde:

Cl= cantidad de hipoclorito (mg/s).

QD= Caudal de diseño (l/s).

Dcl= dosificación de cloro, 6 mg/l

$$Cl = 17,826 * 6$$

$$Cl = 106,96 \text{ mg/s}$$

$$Cl = 9,24 \text{ kg/día}$$

- **Cantidad de hipoclorito**

$$Ca(ClO)_2 = \frac{C_l}{70\%} \quad (\text{Ec. 82})$$

Donde:

Ca(ClO)₂= Cantidad de hipoclorito (kg/día)

Cl= Cantidad de cloro (kg/día)

$$Ca(ClO)_2 = \frac{9,24}{70\%}$$

$$Ca(ClO)_2 = 13,202 \text{ kg/día}$$

- **Concentración de hipoclorito de calcio**

$$Con = \frac{M_{soluta}}{M_{solvente}} * 100 \quad (\text{Ec. 83})$$

Donde:

Msoluta= Masa de soluto (kg/día).

V= Volumen hipo clorador (m³).

δ_{H_2O} = Densidad del agua (kg/m³)

La masa del solvente se determina mediante la siguiente ecuación:

$$M_{\text{solvente}} = v * \delta_{H_2O} \quad (\text{Ec. 84})$$

$$Con = \frac{13,202}{0,45 * 1000} * 100$$

$$Con = 2,934 \%$$

En la Tabla 79 se puede observar el resultado para el diseño del reactor anaerobio:

Tabla 79: Reactor anaerobio

| RESUMEN | | | |
|-------------------------------------|----------|----------------|--------|
| DESCRIPCIÓN | SIMBOLO | UNIDAD | VALOR |
| Longitud del reactor | Lr | m | 17,5 |
| Ancho del reactor | ar | m | 10 |
| Área del reactor | Ar | m | 175 |
| Altura total del reactor | HT | m | 4,70 |
| Altura de campana | Hg | m | 1,30 |
| Altura interna de la campana | Hf | m | 0,60 |
| Ancho de lodos de la campana | Wg | m | 1,3 |
| Ancho de abertura | Wa | m | 1,30 |
| Ancho del sumidero | Ws | m | 3,80 |
| Ángulo de la campana del separador | θ | ° | 45 |
| Altura de lodos | Hld | m | 0,30 |
| Altura de seguridad | fs | m | 1,2 |
| Altura del sedimentador | Hs | m | 1,45 |
| Pendiente longitudinal sedimentador | P | % | 1 |
| Pendiente transversal sedimentador | S | % | 25,00 |
| Volumen del reactor | Vr | m ³ | 770,09 |
| Ancho del lecho | al | m | 6,00 |
| Longitud del lecho | Ll | m | 7,00 |
| Altura del lecho | Hld | m | 0,20 |

Elaborado por: Autores

Mientras que para el diseño del tanque de desinfección se puede ver los resultados en la Tabla 80.

Tabla 80: Tanque de desinfección

| RESUMEN | | | |
|-----------------------------|----------------|----------------|--------------|
| DESCRIPCIÓN | SIMBOLO | UNIDAD | VALOR |
| Volumen del tanque | Vt | m ³ | 16,8 |
| Ancho del tanque | aTan | m | 2,500 |
| Longitud del tanque | LTan | m | 2,800 |
| Altura del tanque | HTan | m | 2,40 |
| Altura de salida del tanque | H2 | m | 2,16 |
| Altura del orificio | h | m | 0,60 |

Elaborado por: Autores

CAPÍTULO 4

IMPACTO AMBIENTAL

4.1 Generalidades

El proyecto al tratarse de una red de agua potable y un sistema de alcantarillado se debe que tener en cuenta el impacto que va a generar al medio ambiente dicha construcción, es por eso que se tiene que realizar un estudio de impactos ambientales el cual nos ayudará a identificar si son favorables o desfavorables tanto para el medio ambiente como para la población en general, para así disminuir los impactos negativos y así generar proyectos sustentables.

El estudio consistirá en la identificación de los impactos ambientales que se generan en las diferentes etapas del proyecto tales como: construcción, de operación y mantenimiento y de cierre del proyecto en los cuales se va a identificar los diferentes impactos positivos e impactos negativos. Para lo cual se utilizará la matriz de Leopold el cual es un método cualitativo esta fue desarrollada en el año 1971, en base a la Ley de Política Ambiental de los EE. UU. de 1969. Este método relaciona las actividades del proyecto con los factores o componentes ambientales que pueden ser afectados.

4.2 Impactos positivos

Los impactos positivos son todos aquellos que ayudan al medio ambiente y a los habitantes de la zona del proyecto, un impacto positivo puede ser la generación de empleo para los habitantes que pertenecen a dicha comunidad en la etapa de construcción del proyecto.

Otro impacto positivo y uno de los principales impactos que trae el proyecto es la reubicación de la red de agua potable la cual al ser ubicada en la vía principal evitará que

exista conexiones ilícitas y con respecto a la red de alcantarillado ya no evacuará las aguas residuales a pozos sépticos, sino a dicha red con el cual se evita los malos olores que se produce cuando los pozos sépticos se llenan , también se debe tener en cuenta que estas aguas serán procesadas en una planta de tratamiento y posterior a su tratamiento se podrá utilizar para riego en la misma comunidad.

También se debe tener en cuenta que al contar con estos dos servicios básicos la plusvalía de la comunidad aumentaría y consigo se tiene un mejor aspecto físico.

4.3 Impactos negativos

Los impactos negativos son todos aquellos que causan daño, por ejemplo en la etapa de construcción un impacto negativo es el movimiento de tierras al realizar excavaciones para la colocación de tuberías tanto para la red de alcantarillado como para la red de agua potable, esto no solo causa un daño al aspecto del paisaje de la comunidad, también a la salud de los habitantes por la generación de polvo, otro aspecto es la movilidad de los habitantes ya que se deben cerrar las vías de acceso y causan molestia a los habitantes.

4.4 Matriz de Leopold

En esta matriz se tiene describe las acciones que se producen durante las diferentes etapas, mientras que para el eje vertical se tiene los diferentes factores ambientales que pueden verse afectadas por las acciones en las diferentes etapas.

En la Tabla 81 se enumera las acciones que se toma en cuenta en cada etapa:

Tabla 81: Acciones para cada etapa

| ACCIONES PARA CADA ETAPA |
|--|
| ETAPA DE CONSTRUCCIÓN |
| Campamento e instalaciones provisionales |
| Obras urbanísticas |
| Desalojo de materiales |
| Transporte y provisión de materiales |
| Limpieza y excavación de terreno |
| Disposición de aguas lluvias y residuales |
| Obras de viabilidad |
| ETAPA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO |
| Consumo de: agua, energía eléctrica, combustible |
| Generación de residuos |
| Mantenimiento y limpieza |
| ETAPA DE CIERRE Y ABANDONO |
| Desmontaje de campamentos |
| Reposición del suelo |
| Limpieza general |
| Retiro de equipos y maquinarias |
| Elaborado por: Autores |

De igual manera en la Tabla 82 se presenta los factores ambientales que van a ser evaluados.

Tabla 82: Factores ambientales

| CATEGORÍA | COMPONENTE | ELEMENTO |
|-------------------|--------------------------|--------------------|
| FÍSICO | Suelos | Capa vegetal |
| | | Procesos erosivos |
| | Agua | Calidad |
| | Aire | Calidad |
| | | Ruido - Vibración |
| BIÓTICO | Flora | Vegetación natural |
| | | Cultivos |
| | Fauna | Terrestres - aves |
| | | Acuática |
| SOCIO - ECONÓMICO | Suelos (estética) | Paisaje |
| | | Recreación |
| | Bienestar socioeconómico | Salud pública |
| | | Accidentes |
| | | Tránsito vehicular |
| | | Tránsito personal |
| | | Empleo |
| | | Servicio público |
| | | Economía |

Elaborado por: Autores

Una vez identificado las acciones ubicada en el eje horizontal y los factores ambientales ubicadas en el eje vertical, se procede a identificar los impactos que hay en cada etapa como se muestra en la Tabla 83.

Tabla 83: Matriz de interrelación Acción – Factores ambientales

| MATRIZ 1: INTERRELACIÓN: ACCIÓN - FACTORES AMBIENTALES | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------------|--------------------|---|--------------------|------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|---|---------------------|--|------------------------|--------------------------|----------------------------|----------------------|------------------|---------------------------------|
| ACCIONES FACTORES AMBIENTALES | | | SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO COMUNIDAD SAN LUIS DE ICHISI | | | | | | | | | | | | | |
| | | | ETAPA DE CONSTRUCCIÓN | | | | | | | ETAPA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO | | | ETAPA DE CIERRE Y ABANDONO | | | |
| | | | Campamento e instalaciones provisionales | Obras urbanísticas | Desalojo de materiales | Transporte y provición de materiales | Limpieza y excavación de terreno | Disposición de aguas lluvias y residuales | Obras de viabilidad | Consumo de: agua, energía eléctrica, combustible | Generación de residuos | Mantenimiento y limpieza | Desmontaje de campamentos | Reposicion del suelo | Limpieza general | Retiro de equipos y maquinarias |
| CATEGORÍA | COMPONENTE | ELEMENTO | | | | | | | | | | | | | | |
| FÍSICO | Suelos | Capa vegetal | X | X | X | X | X | X | X | | X | | X | X | X | X |
| | | Procesos erosivos | X | X | | | X | | X | | X | | | | | |
| | Agua | Calidad | X | X | X | | X | X | | X | X | X | X | X | | |
| | Aire | Calidad | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X |
| | | Ruido - Vibración | X | X | X | X | X | X | X | | | X | X | X | X | X |
| BIÓTICO | Flora | Vegetación natural | X | X | X | X | X | X | X | | X | X | X | X | X | X |
| | | Cultivos | | | | | | | | | | | | | | |
| | Fauna | Terrestres - aves | | | | | | | X | | X | | | | | |
| | | Acuática | | | | | | | | | | | | | | |
| SOCIO - ECONÓMICO | Suelos (estética) | Paisaje | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X |
| | | Recreación | X | X | | X | | | | X | X | | X | | | |
| | Bienestar socio-económico | Salud pública | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X |
| | | Accidentes | X | X | X | X | X | X | X | | | X | X | X | X | X |
| | | Tránsito vehicular | X | X | X | X | X | X | X | | | X | X | X | X | X |
| | | Tránsito personal | X | X | X | X | X | X | X | | | X | X | X | X | X |
| | | Empleo | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X |
| | | Servicio público | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X |
| | | Economía | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X | X |

Elaborado por: Autores

A continuación, se procede a la calificación y la valoración de los impactos en cada cuadrícula, dicha cuadrícula admite dos valores: la magnitud del impacto e importancia del impacto los cuales están divididos por una diagonal como lo muestra en la Figura 56.

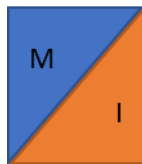


Figura 56: Forma de calificación
Elaborado por: Autores

Magnitud: estima la dimensión o tamaño del cambio ambiental producido sobre un determinado factor ambiental, la cual se ubica en la esquina superior izquierda la cual tiene una escala del 1 al 10 y esta precedida de un signo: se utiliza el signo (+) para impactos beneficiosos para el proyecto, mientras que el signo (-) negativos para impactos perjudiciales. En la Tabla 84 se presenta la forma de valoración de acuerdo con la magnitud del impacto.

Tabla 84: Valoración de la magnitud del impacto

| MAGNITUD DEL IMPACTO | | |
|-----------------------------|--------------|--------------|
| DESCRIPCIÓN | % | Rango |
| Muy alta | (80 - 100) % | 8,0 a 10 |
| Alta | (60 - 79) % | 6,0 a 7,9 |
| Media | (40 - 59) % | 4,0 a 5,9 |
| Baja | (20 -39) % | 2,0 a 3,9 |
| Muy baja | (0 -19) % | 0 - 1,9 |

Elaborado por: Autores

Importancia del impacto: esta califica en base a la duración y a la influencia del impacto, se ubica en la esquina inferior derecha la cual de igual manera tiene una escala del 1 al 10 y se encuentra detallada en la Tabla 85.

Tabla 85: Valoración de la importancia del impacto

| Duración | Importancia | |
|-----------------|--------------------|---------------------|
| | Influencia | Calificación |
| Temporal | Puntal | 1 |
| Media | Puntal | 2 |
| Permanente | Puntal | 3 |
| Temporal | Local | 4 |
| Media | Local | 5 |
| Permanente | Local | 6 |
| Temporal | Regional | 7 |
| Media | Regional | 8 |
| Permanente | Regional | 9 |
| Permanente | Nacional | 10 |

Elaborado por: Autores

Para realizar la jerarquización de impactos nos basamos al criterio de significancia del impacto (S) la cual se determina multiplicando la magnitud de impacto por la importancia del impacto.

En la tabla 86 se presenta las matrices de valoración de impactos para las diferentes etapas:

Tabla 86: Matriz de Leopold para la etapa de construcción

| ACCIONES FACTORES AMBIENTALES | | | MATRIZ 2: VALORACIÓN DE IMPACTOS MATRIZ DE LEOPOLD | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|---------------------------|--------------------|---|--------------------|------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|---|---------------------|------------------------------|------------------------------|----------------------------------|-----|
| | | | SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO COMUNIDAD SAN LUIS DE ICHISI | | | | | | | | | | |
| | | | ETAPA DE CONSTRUCCIÓN | | | | | | | | | | |
| | | | Campaneo e instalaciones provisionales | Obras urbanísticas | Desalojo de materiales | Transporte y provisión de materiales | Limpieza y excavación de terreno | Disposición de aguas lluvias y residuales | Obras de viabilidad | NÚMERO DE IMPACTOS POSITIVOS | NÚMERO DE IMPACTOS NEGATIVOS | SUMATORIA DE IMPACTOS (SUMA M*I) | |
| CATEGORÍA | COMPONENTE | ELEMENTO | | | | | | | | | | | |
| FÍSICO | Suelos | Capa vegetal | -1 1 | -1 3 | -2 2 | -1 1 | -5 1 | -1 1 | -2 3 | - 7 | 7 | -21 | |
| | | Procesos erosivos | -1 1 | -2 1 | 0 0 | 0 0 | -2 1 | 0 0 | -1 1 | - 4 | 4 | -6 | |
| | Agua | Calidad | -1 1 | -2 1 | -1 1 | -1 1 | -1 1 | -2 2 | 0 0 | - 6 | 6 | -10 | |
| | Aire | Calidad | -2 2 | -4 2 | -2 2 | -2 4 | -3 4 | -2 2 | -2 2 | 1 1 | - 7 | 7 | -40 |
| | | Ruido - Vibración | -4 1 | -7 2 | -5 4 | -5 4 | -2 4 | -1 2 | -1 2 | 2 2 | - 7 | 7 | -66 |
| BIÓTICO | Flora | Vegetación natural | -1 1 | -3 3 | -1 1 | -1 1 | -5 1 | -1 1 | -1 1 | - 7 | 7 | -21 | |
| | | Cultivos | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | - - | - | 0 | |
| | Fauna | Terrestres - aves | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | -1 0 | 1 1 | - 1 | 1 | -1 |
| | | Acuática | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | - - | - | 0 | |
| SOCIO - ECONÓMICO | Suelos (estética) | Paisaje | -1 1 | -5 3 | -2 4 | -1 4 | -2 4 | -1 1 | -6 3 | - 7 | 7 | -51 | |
| | | Recreación | -2 1 | 5 3 | 0 0 | -2 0 | 0 1 | 0 0 | 0 0 | 1 0 | 2 - | 2 | 11 |
| | Bienestar socio-económico | Salud pública | -3 1 | -6 2 | -4 1 | -4 1 | -5 1 | -4 2 | -2 2 | - 45 | 7 | -45 | |
| | | Accidentes | -3 1 | -5 3 | -5 4 | -5 4 | -4 4 | -5 2 | -1 2 | - 79 | 7 | -79 | |
| | | Tránsito vehicular | -1 1 | -2 1 | -2 4 | -2 4 | -2 4 | -1 4 | -2 1 | - 30 | 7 | -30 | |
| | | Tránsito personal | -1 1 | -2 2 | -2 2 | -2 2 | -2 2 | -2 2 | -5 1 | - 29 | 7 | -29 | |
| | | Empleo | 2 1 | 6 4 | 2 4 | 2 4 | 5 4 | 6 4 | 6 4 | 7 - | - | 110 | |
| | | Servicio público | -1 1 | -2 1 | -1 1 | -1 1 | -2 1 | -4 1 | -2 1 | - 19 | 7 | -19 | |
| | | Economía | 1 4 | 5 4 | 5 4 | 5 4 | 4 4 | 5 4 | 8 4 | 7 - | - | 132 | |
| NÚMERO DE IMPACTOS POSITIVOS | | | 2 | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 15 | | | |
| NÚMERO DE IMPACTOS NEGATIVOS | | | 13 | 12 | 11 | 12 | 12 | 11 | 12 | | 83 | | |
| SUMATORIA DE IMPACTOS (SUMA M*I) | | | -18 | -29 | -51 | -46 | -21 | 4 | -4 | | | -165 | |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 87 se presenta la matriz de Leopold para la etapa de operación y mantenimiento:

Tabla 87: Matriz de Leopold para la etapa de operación y mantenimiento

| MATRIZ 2: VALORACIÓN DE IMPACTOS MATRIZ DE LEOPOLD | | | | | | | | | |
|--|---------------------------|--------------------|--|---------------------------|-----------------------------|------------------------------------|------------------------------------|--|----------|
| ACCIONES FACTORES AMBIENTALES | | | DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO COMUNIDAD SAN LUIS | | | | | | |
| | | | ETAPA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO | | | | | | |
| | | | Consumo de: agua, energía eléctrica, combustible | Generación de residuos | Mantenimiento y limpieza | NÚMERO DE IMPACTOS POSITIVOS | NÚMERO DE IMPACTOS NEGATIVOS | SUMATORIA DE IMPACTOS (SUMA M*I) | |
| CATEGORÍA | COMPONENTE | ELEMENTO | | | | | | | |
| FÍSICO | Suelos | Capa vegetal | 0 0 | -1 1 | 0 0 | - - | 1 1 | -1 -1 | |
| | | Procesos erosivos | 0 0 | -1 1 | 0 0 | - - | 1 1 | -1 -1 | |
| | Agua | Calidad | -1 3 | -4 1 | -1 1 | - - | 3 3 | -8 -8 | |
| | | Aire | Calidad | -1 3 | -4 1 | -1 1 | - - | 3 3 | -8 -8 |
| | | | Ruido - Vibración | 0 0 | 0 0 | -4 1 | - - | 1 1 | -4 -4 |
| | | BIÓTICO | Flora | Vegetación nativa | 0 0 | -1 1 | -1 1 | - - | 2 - |
| Cultivos | 0 0 | | | 0 0 | 0 0 | - - | - - | 0 0 | |
| Fauna | Terrestres - aves | | 0 0 | -5 3 | 0 0 | - - | 1 - | -15 0 | |
| | Acuática | | 0 0 | 0 0 | 0 0 | - - | - - | 0 0 | |
| SOCIO - ECONÓMICO | Suelos (estética) | | Paisaje | 4 6 | -2 3 | -1 1 | 1 - | 2 2 | 17 -7 |
| | | | Recreación | -1 6 | -1 1 | 0 0 | - - | 2 - | -7 - |
| | Bienestar socio-económico | Salud pública | 9 6 | -2 3 | -1 1 | 1 - | 2 1 | 47 -1 | |
| | | Accidentes | 0 0 | 0 0 | -1 1 | - - | 1 1 | -1 -1 | |
| | | Tránsito vehicular | 0 0 | 0 0 | -1 1 | - - | 1 - | -1 -1 | |
| | | Tránsito personal | 0 0 | 0 0 | -1 1 | - - | 1 - | -1 -1 | |
| | | Empleo | 5 4 | 1 2 | 2 1 | 3 - | - - | 24 1 | |
| | | Servicio público | 5 1 | -1 3 | -1 1 | 1 - | 2 - | 1 27 | |
| | | Economía | 5 4 | 2 3 | 1 1 | 3 1 | - - | 27 - | |
| | | | | | | | | | |
| NÚMERO DE IMPACTOS POSITIVOS | | | 5 | 2 | 2 | 9 | | | |
| NÚMERO DE IMPACTOS NEGATIVOS | | | 3 | 10 | 10 | 23 | | | |
| SUMATORIA DE IMPACTOS (SUMA M*I) | | | 111 | -34 | -10 | | 67 | | |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 88 se presenta la matriz de Leopold para la etapa de cierre:

Tabla 88: Matriz de Leopold para la etapa de cierre

| MATRIZ 2: VALORACIÓN DE IMPACTOS MATRIZ DE LEOPOLD | | | | | | | | | |
|--|---------------------------|------------------------------|---|----------------------|------------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| ACCIONES FACTORES AMBIENTALES | | | SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO COMUNIDAD SAN LUIS DE ICHISI | | | | | | |
| | | | ETAPA DE CIERRE Y ABANDONO | | | | | | |
| | | | Desmontaje de campamentos | Reposicion del suelo | Limpieza general | Retiro de equipos y maquinarias | NÚMERO DE IMPACTOS POSITIVOS | NÚMERO DE IMPACTOS NEGATIVOS | SUMATORIA DE IMPACTOS (SUMA M*) |
| CATEGORÍA | COMPONENT | ELEMENTO | | | | | | | |
| FÍSICO | Suelos | Capa vegetal | -1 1 | -1 1 | -4 1 | -2 1 | - | 4 | -8 |
| | | Procesos erosivos | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | - | - | 0 |
| | Agua | Calidad | -1 1 | -1 1 | 0 1 | 0 0 | - | 2 | -2 |
| | | Aire | Calidad | -1 1 | -1 1 | -1 1 | -1 2 | - | 4 |
| | | | Ruido - Vibración | -1 1 | -1 1 | -1 1 | -8 2 | - | 4 |
| BIÓTICO | Flora | Vegetación nativa | -1 1 | -1 1 | -1 1 | -1 1 | - | 4 | -4 |
| | | Cultivos | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | - | - | 0 |
| | Fauna | Terrestres - aves | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | - | - | 0 |
| | | Acuática | 0 0 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | - | - | 0 |
| SOCIO - ECONÓMICO | Suelos (estética) | Paisaje | -4 1 | -2 1 | -2 1 | -1 1 | - | 4 | -9 |
| | | Recreación | -1 1 | 0 0 | 0 0 | 0 0 | - | 1 | -1 |
| | Bienestar socio-económico | Salud pública | -1 1 | -1 1 | -2 1 | -5 2 | - | 4 | -14 |
| | | Accidentes | -4 1 | -1 1 | -1 1 | -6 1 | - | 4 | -12 |
| | | Tránsito vehicular | -1 1 | -1 1 | -1 1 | -1 1 | - | 4 | -4 |
| | | Tránsito personal | -1 1 | -1 1 | -1 1 | -1 1 | - | 4 | -4 |
| | | Empleo | 4 4 | 5 4 | 4 4 | 5 4 | 4 | - | 72 |
| | | Servicio público | -1 1 | -1 1 | -1 1 | -1 2 | - | 4 | -5 |
| | | Economía | 2 1 | 1 1 | 1 1 | 2 1 | 4 | - | 6 |
| | | NÚMERO DE IMPACTOS POSITIVOS | | | 2 | 2 | 2 | 2 | 8 |
| NÚMERO DE IMPACTOS NEGATIVOS | | | 12 | 11 | 10 | 10 | 43 | | |
| SUMATORIA DE IMPACTOS (SUMA M*) | | | 0 | 9 | 2 | -20 | | -9 | |

Elaborado por: Autores

Una vez realizado la matriz de Leopold se procede a determinar los impactos positivos y negativos para cada etapa, los cuales se pueden observar en la Tabla 89:

Tabla 89: Impactos positivos y negativos para cada etapa

| Impactos Etapas | Etapas de construcción | Etapas de operación y mantenimiento | Etapas de cierre |
|------------------------|-------------------------------|--|-------------------------|
| Impactos positivos | 15 | 9 | 8 |
| Impactos negativos | 83 | 23 | 43 |
| TOTAL, IMPACTOS | 98 | 32 | 51 |

Elaborado por: Autores

Por lo cual podemos determinar que en la etapa de construcción se produce mayor impacto negativo.

4.5 Medidas de mitigación

Como se determinó en la etapa de construcción es donde existe un mayor impacto negativo por la cual se debe tomar medidas de prevención tales como:

- Al momento de realizar las excavaciones se debe alertar a la gente ubicando cintas de seguridad para así evitar accidentes.
- Humedecer el suelo para así evitar que se genere polvo ya que durante la etapa de construcción es donde existe mayor movimiento de tierras tanto en la excavación para colocación de tuberías y relleno de la misma.
- Al momento del relleno se debe realizar una buena compactación del suelo para así evitar hundimiento en la vía en épocas de lluvia.
- En cuanto a lo seguridad personal siempre se debe comprobar que el personal este con la indumentaria adecuada como son: casco, botas punta de acero, chalecos reflectivos protección auditiva cuando se encuentren cerca de maquinaria pesada.

- Realizar el desalojo de escombros lo más rápido posible para así mantener el paisaje de la comunidad y no se vea afectado.
- Una vez terminado el proyecto se debe realizar la limpieza general evitando daños en las infraestructuras de la comunidad.

CAPÍTULO 5

PRESUPUESTO Y CRONOGRAMAS

5.1 Presupuestos referenciales

Para la elaboración de presupuestos se tiene que tener en cuenta las diferentes actividades que se van a realizar durante el proceso de construcción, se utiliza los precios que nos ofrece la cámara de la construcción para determinar el valor de cada actividad.

Se realiza una lista con las diferentes actividades a realizarse, las cuales debe ser clasificadas en capítulos tales como: movimiento de tierras, acero de refuerzo, pozo de revisión, etc. Para así tener una mejor visualización al momento de realizar los cronogramas.

5.1.1 Presupuesto referencial de agua potable

En el anexo 10 se puede observar el presupuesto referencial al diseño de la red de agua potable.

5.1.2 Presupuesto referencial de alcantarillado combinado

En el anexo 11 se puede observar el presupuesto referencial al diseño de la red de alcantarillado y planta de tratamiento.

5.2 Cronogramas

El cronograma de obra es un diagrama el cual nos ayuda a definir el tiempo que se demora dicha obra y la repartición de gastos de las diferentes actividades que se haya propuesto en el presupuesto referencial. El cronograma de obra nos ayuda a determinar si existe retraso al momento de la construcción, también nos ayuda a la organización de las actividades a realizarse semanalmente.

5.2.1 Cronograma agua potable

En el anexo 12 se puede observar el cronograma del diseño de la red de agua potable.

5.2.2 Cronograma alcantarillado combinado

En el anexo 13 se puede observar el cronograma del diseño de la red de alcantarillado y planta de tratamiento.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS ECONÓMICO Y FINANCIERO

6.1 Introducción

Para el presente proyecto se va a realizar un análisis económico financiero para que los habitantes de la comunidad tengan en cuenta el valor de la implementación del proyecto, además de dar a conocer los beneficios que consigo trae dicho proyecto.

Mediante el análisis se puede determinar que una decisión de si es factible la ejecución o no es factible la ejecución del proyecto.

6.2 Viabilidad económica

La evaluación económica es aquella que nos ayuda a medir el rendimiento del proyecto en base a los recursos reales para los habitantes de la comunidad,

Para la viabilidad económica se toma en cuenta la identificación, cuantificación y valoración de las inversiones y beneficios del proyecto durante su vida útil proyectada.

6.3 Viabilidad financiera

La evaluación financiera es aquella que procura estimar el rendimiento del proyecto en términos monetarios, en la cual se toma en cuenta como se obtiene y se pagan los recursos financieros necesarios para el proyecto.

Para la evaluación financiera se realizará el flujo de caja financiero y sus indicadores serán: el valor actual neto financiero (VANF) y la tasa interna de retorno financiero (TIRF).

6.4 Indicadores económicos

6.4.1 Valor actual neto (VAN)

Es aquel que nos ayuda a determinar la viabilidad del proyecto, en el cual se va a descontar del valor inicial los futuros ingresos y egresos, cuando:

$VAN > 0 \Rightarrow$ El proyecto es viable.

$VAN = 0 \Rightarrow$ El proyecto no tiene ni beneficios ni pérdidas.

$VAN < 0 \Rightarrow$ El proyecto no es viable.

Para determinar el VAN se utilizará la siguiente ecuación:

$$VAN = -l_o + \sum_{t=1}^n \frac{F_t}{(1+k)^t} = -l_o + \frac{F_1}{(1+k)^1} + \frac{F_2}{(1+k)^2} + \dots + \frac{F_n}{(1+k)^n} \quad (\text{Ec. 85})$$

Donde:

F_t = Flujos de dinero para cada periodo t.

l_o = Inversión inicial.

n= Numero de periodos del tiempo.

k= Tipo de interés exigido a la inversión.

6.4.2 Tasa interna de retorno (TIR)

El TIR es un indicador de rentabilidad porcentual del proyecto donde se considera los flujos de dinero por año. Mediante la siguiente condición se determina si es viable o proyecto, donde r es la tasa de descuento:

$TIR > r \Rightarrow$ se aprueba el proyecto

$TIR < r \Rightarrow$ se rechaza el proyecto

6.4.3 Relación beneficio – costo

Es la relación de los valores actualizados de los beneficios como son los ingresos del proyecto sobre los valores actualizados de los costos como son los gastos de operación e inversión. Este indicador nos ayuda a medir el grado de desarrollo y bienestar del proyecto.

$B/C > 1 \Rightarrow$ el beneficio es mayor al costo entonces se considera el proyecto.

$B/C=1 \Rightarrow$ Al ser el beneficio igual al costo se determina que no hay ganancia.

$B/C < 1 \Rightarrow$ el costo es mayor al beneficio entonces no se debe considerar el proyecto.

6.5 Inversión del proyecto

De acuerdo con el presupuesto realizado se determinó que la inversión para implantación de los sistemas tanto de agua potable como de alcantarillado y planta de tratamiento es de 1'710.178,61 dólares.

6.6 Egresos por operación y mantenimiento

Para los egresos se toma en cuenta el personal que va a realizar el mantenimiento y operación con su respectivo equipo de seguridad, los materiales y maquinaria - herramienta menor.

En la Tabla 90 se detalla los rubros considerados en el equipo de protección.

Tabla 90: Detalle de equipo de protección.

| EQUIPO DE PROTECCIÓN | | | | |
|-----------------------------|---------------|-----------------------|-------------|------------------|
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD ANUAL | P.U. | TOTAL |
| Overol | u. | 3 | \$ 35,00 | \$ 105,00 |
| Guantes | u. | 6 | \$ 7,50 | \$ 45,00 |
| Cascos | u. | 3 | \$ 6,00 | \$ 18,00 |
| Chalecos reflectivos | u. | 3 | \$ 4,00 | \$ 12,00 |
| Botas | u. | 3 | \$ 15,00 | \$ 45,00 |
| Mascarilla | u. | 6 | \$ 35,00 | \$ 210,00 |
| | TOTAL | | | \$ 435,00 |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 91 se detalla las herramientas para operación y mantenimiento del proyecto.

Tabla 91: Herramientas para mantenimiento

| HERRAMIENTAS | | | | |
|---------------------|---------------|-----------------------|-------------|------------------|
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD ANUAL | P.U. | TOTAL |
| Carretilla | u. | 2 | \$ 25,00 | \$ 50,00 |
| Pala | u. | 3 | \$ 20,00 | \$ 60,00 |
| Escoba | u. | 3 | \$ 3,50 | \$ 10,50 |
| Pico | u. | 3 | \$ 15,00 | \$ 45,00 |
| Herramienta menor | glb. | 3 | \$ 25,00 | \$ 75,00 |
| TOTAL | | | | \$ 240,50 |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 92 se detalla los materiales para operación y mantenimiento del proyecto.

Tabla 92: Materiales para operación y mantenimiento

| MATERIALES | | | | |
|-----------------------|---------------|-----------------------|-------------|------------------|
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD ANUAL | P.U. | TOTAL |
| Productos de limpieza | glb. | 12 | \$ 13,00 | \$ 156,00 |
| Cemento | qq. | 6 | \$ 5,75 | \$ 34,50 |
| Aditivos | kg. | 12 | \$ 17,00 | \$ 204,00 |
| TOTAL | | | | \$ 394,50 |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 93 se detalla el personal para operación y mantenimiento del proyecto.

Tabla 93: Personal para operación y mantenimiento

| PERSONAL | | | | |
|--------------------|-----------------|---------------------|---------------------|-----------------------|
| DESCRIPCION | CANTIDAD | SALARIO/ DÍA | SALARIO/ MES | SALARIO/ ANUAL |
| Inspector de Obra | 0,1 | 30,64 | \$ 612,80 | \$ 735,36 |
| Técnico | 0,2 | 29,92 | \$ 598,40 | \$ 1.436,16 |
| Obrero | 3 | 28,08 | \$ 561,60 | \$ 20.217,60 |
| TOTAL | | | | \$ 22.389,12 |

Elaborado por: Autores

Por lo tanto, se tiene un valor de \$23.459,12 por egreso de operación y mantenimiento para el primer año. En la tabla 94 se presenta el resumen de costo por operación y mantenimiento.

Tabla 94: Costos por operación y mantenimiento en el primer año

| OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO | | |
|----------------------------------|-------------|------------------|
| COMPONENTES | COSTOS (\$) | |
| Personal | \$ | 22.389,12 |
| Maquinaria y equipo | \$ | 240,50 |
| Materiales | \$ | 394,50 |
| Equipo de seguridad | \$ | 435,00 |
| TOTAL | \$ | 23.459,12 |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 95 se presenta el costo de operación y mantenimiento para los 30 años de vida útil que tendrá el proyecto, tomando en cuenta un incremento del 1% y una depreciación de \$781,97 en cada año.

Tabla 95: Costo por operación y mantenimiento

| AÑO | COSTO O&M | DEPRESIACIÓN ANUAL | TOTAL, ANUAL |
|------|-----------|--------------------|--------------|
| 2019 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2020 | 23459,12 | 781,97 | 24241,09 |
| 2021 | 23693,71 | 781,97 | 24475,68 |
| 2022 | 23930,65 | 781,97 | 24712,62 |
| 2023 | 24169,95 | 781,97 | 24951,93 |
| 2024 | 24411,65 | 781,97 | 25193,63 |
| 2025 | 24655,77 | 781,97 | 25437,74 |
| 2026 | 24902,33 | 781,97 | 25684,30 |
| 2027 | 25151,35 | 781,97 | 25933,32 |
| 2028 | 25402,87 | 781,97 | 26184,84 |
| 2029 | 25656,89 | 781,97 | 26438,86 |
| 2030 | 25913,46 | 781,97 | 26695,43 |
| 2031 | 26172,60 | 781,97 | 26954,57 |
| 2032 | 26434,32 | 781,97 | 27216,29 |
| 2033 | 26698,67 | 781,97 | 27480,64 |
| 2034 | 26965,65 | 781,97 | 27747,62 |
| 2035 | 27235,31 | 781,97 | 28017,28 |
| 2036 | 27507,66 | 781,97 | 28289,63 |
| 2037 | 27782,74 | 781,97 | 28564,71 |
| 2038 | 28060,57 | 781,97 | 28842,54 |
| 2039 | 28341,17 | 781,97 | 29123,14 |
| 2040 | 28624,58 | 781,97 | 29406,56 |
| 2041 | 28910,83 | 781,97 | 29692,80 |

| AÑO | COSTO O&M | DEPRESIACIÓN ANUAL | TOTAL, ANUAL |
|------|--------------|-----------------------|-----------------|
| 2042 | 29199,94 | 781,97 | 29981,91 |
| 2043 | 29491,94 | 781,97 | 30273,91 |
| 2044 | 29786,86 | 781,97 | 30568,83 |
| 2045 | 30084,73 | 781,97 | 30866,70 |
| 2046 | 30385,57 | 781,97 | 31167,54 |
| 2047 | 30689,43 | 781,97 | 31471,40 |
| 2048 | 30996,32 | 781,97 | 31778,29 |
| 2049 | 31306,29 | 781,97 | 32088,26 |

Elaborado por: Autores

6.7 Ingresos del proyecto

Para los ingresos se toma en consideración el valor del agua potable en m³ el cual tiene un valor de \$3, el valor de la acometida del agua potable teniendo en cuenta que el diámetro de la tubería de acometida es de ¾” con un valor de \$210,37 precio referencial según la EMAAP-Q y el costo por servicios del alcantarillado el cual se determina el 38.5% del valor del agua potable.

El presidente de la junta de agua potable de la comunidad de San Luis de Ichisi nos ha indicado que mensualmente consumen aproximadamente 1500m³ de agua potable por lo tanto al año consumen 1800 m³, se tiene en consideración realizar 60 acometidas para el primer año, no se considera el cobro por conexiones a la red de alcantarillado ya que este rubro no se consideró en el proyecto.

En la Tabla 96 presenta los ingresos por la venta de servicios para los años de vida útil del proyecto:

Tabla 96: Ingreso por ventas del servicio del proyecto

| AÑO | Población | Consumo | # acometidas Agua Potable | Costo por acometidas Agua Potable | Costo por Agua Potable | Costo por Alcantarillado | Ingreso total |
|------|-----------|---------|------------------------------------|--|---------------------------------|-----------------------------|------------------|
| | Hab. | m3 | # | \$ | \$ | \$ | \$ |
| 2019 | 650 | 18000 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2020 | 662 | 18324,0 | 60 | 3727,2 | 9162,00 | 3527,37 | 16416,57 |
| 2021 | 674 | 18653,8 | 3 | 186,36 | 9326,92 | 3590,86 | 13104,14 |
| 2022 | 686 | 18989,6 | 3 | 186,36 | 9494,80 | 3655,50 | 13336,66 |
| 2023 | 698 | 19331,4 | 2 | 124,24 | 9665,71 | 3721,30 | 13511,24 |
| 2024 | 711 | 19679,4 | 2 | 124,24 | 9839,69 | 3788,28 | 13752,21 |
| 2025 | 724 | 20033,6 | 2 | 124,24 | 10016,80 | 3856,47 | 13997,51 |
| 2026 | 737 | 20394,2 | 2 | 124,24 | 10197,11 | 3925,89 | 14247,23 |
| 2027 | 750 | 20761,3 | 2 | 124,24 | 10380,65 | 3996,55 | 14501,45 |
| 2028 | 764 | 21135,0 | 2 | 124,24 | 10567,51 | 4068,49 | 14760,24 |
| 2029 | 777 | 21515,4 | 2 | 124,24 | 10757,72 | 4141,72 | 15023,68 |
| 2030 | 791 | 21902,7 | 2 | 124,24 | 10951,36 | 4216,27 | 15291,87 |
| 2031 | 806 | 22297,0 | 2 | 124,24 | 11148,48 | 4292,17 | 15564,89 |
| 2032 | 820 | 22698,3 | 2 | 124,24 | 11349,16 | 4369,43 | 15842,82 |
| 2033 | 835 | 23106,9 | 2 | 124,24 | 11553,44 | 4448,08 | 16125,76 |
| 2034 | 850 | 23522,8 | 2 | 124,24 | 11761,40 | 4528,14 | 16413,78 |
| 2035 | 865 | 23946,2 | 2 | 124,24 | 11973,11 | 4609,65 | 16707,00 |
| 2036 | 881 | 24377,3 | 2 | 124,24 | 12188,63 | 4692,62 | 17005,49 |
| 2037 | 897 | 24816,0 | 2 | 124,24 | 12408,02 | 4777,09 | 17309,35 |
| 2038 | 913 | 25262,7 | 5 | 310,6 | 12631,37 | 4863,08 | 17805,04 |
| 2039 | 929 | 25717,5 | 5 | 310,6 | 12858,73 | 4950,61 | 18119,94 |
| 2040 | 946 | 26180,4 | 5 | 310,6 | 13090,19 | 5039,72 | 18440,51 |
| 2041 | 963 | 26651,6 | 5 | 310,6 | 13325,81 | 5130,44 | 18766,85 |
| 2042 | 980 | 27131,3 | 5 | 310,6 | 13565,67 | 5222,78 | 19099,06 |

| AÑO | Población | Consumo | # acometidas Agua Potable | Costo por acometidas Agua Potable | Costo por Agua Potable | Costo por Alcantarillado | Ingreso total |
|------|-----------|---------|------------------------------------|--|---------------------------------|-----------------------------|------------------|
| | Hab. | m3 | # | \$ | \$ | \$ | \$ |
| 2043 | 998 | 27619,7 | 5 | 310,6 | 13809,86 | 5316,79 | 19437,25 |
| 2044 | 1016 | 28116,9 | 5 | 310,6 | 14058,43 | 5412,50 | 19781,53 |
| 2045 | 1034 | 28623,0 | 2 | 124,24 | 14311,49 | 5509,92 | 19945,65 |
| 2046 | 1053 | 29138,2 | 2 | 124,24 | 14569,09 | 5609,10 | 20302,43 |
| 2047 | 1072 | 29662,7 | 2 | 124,24 | 14831,34 | 5710,06 | 20665,64 |
| 2048 | 1091 | 30196,6 | 2 | 124,24 | 15098,30 | 5812,85 | 21035,39 |
| 2049 | 1111 | 30740,1 | 2 | 124,24 | 15370,07 | 5917,48 | 21411,79 |

Elaborado por: Autores

6.8 Beneficios valorados

El principal benéfico que trae la implantación del proyecto es el mejorar la salud de los habitantes de la comunidad, al recibir agua de calidad y no tener pozos sépticos que producen malos olores y afectación a los habitantes.

Un beneficio positivo que también trae la ejecución del proyecto es la reutilización del agua tratada de la planta de tratamiento para uso exclusivo de riego, ya que los habitantes de la comunidad se turnan para poder obtener este servicio, pagando \$0,5 el m3 de consumo de agua de riego dicho valor por año tendrá un valor adicional de \$0,20 centavos, y con la reutilización del agua se puede tener un beneficio tanto económico como ambiental.

En la Tabla 97 se presentan los beneficios valorados.

Tabla 97: Beneficios valorados de acuerdo con los gastos médicos

| AÑO | Población | Gastos médicos | Agua de riego |
|------------|------------------|-----------------------|----------------------|
| | Hab. | m3 | m3 |
| 2019 | 650 | 0 | 0 |
| 2020 | 662 | 82750,7 | 8760 |
| 2021 | 674 | 84240,2 | 12264 |
| 2022 | 686 | 85756,5 | 26280 |
| 2023 | 698 | 87300,1 | 29784 |
| 2024 | 711 | 88871,5 | 43800 |
| 2025 | 724 | 90471,2 | 47304 |
| 2026 | 737 | 92099,7 | 61320 |
| 2027 | 750 | 93757,5 | 64824 |
| 2028 | 764 | 95445,1 | 78840 |
| 2029 | 777 | 97163,1 | 82344 |
| 2030 | 791 | 98912,1 | 96360 |
| 2031 | 806 | 100692,5 | 99864 |
| 2032 | 820 | 102505,0 | 113880 |
| 2033 | 835 | 104350,0 | 117384 |
| 2034 | 850 | 106228,4 | 131400 |
| 2035 | 865 | 108140,5 | 134904 |
| 2036 | 881 | 110087,0 | 148920 |
| 2037 | 897 | 112068,6 | 152424 |
| 2038 | 913 | 114085,8 | 166440 |
| 2039 | 929 | 116139,3 | 169944 |
| 2040 | 946 | 118229,8 | 183960 |
| 2041 | 963 | 120358,0 | 187464 |
| 2042 | 980 | 122524,4 | 201480 |
| 2043 | 998 | 124729,9 | 204984 |
| 2044 | 1016 | 126975,0 | 219000 |
| 2045 | 1034 | 129260,5 | 222504 |
| 2046 | 1053 | 131587,2 | 236520 |
| 2047 | 1072 | 133955,8 | 240024 |
| 2048 | 1091 | 136367,0 | 254040 |
| 2049 | 1111 | 138821,6 | 257544 |

Elaborado por: Autores

6.9 Flujo de caja

Para determinar el flujo de caja se toma en cuenta la inversión del proyecto, lo ingresos y egresos durante la vida útil del proyecto los cuales fueron detallados en el punto 6.5 al

6.8, con estos datos de determinará los indicadores económicos como: VAN, TIR y B/C, con una tasa de descuento del 12%, como se puede observar en la Tabla 98.

Tabla 98: Flujo de caja

| AÑO | BENEFICIOS | | | COSTOS | | | F.N.C (B-C) |
|------|-------------------|--------------------|-----------------|---------------------|-----------|---------------|-----------------|
| | Ingreso por venta | Beneficio valorado | Total, ingresos | Presupuesto inicial | costo OSM | Total, costos | |
| 2019 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1710080,38 | 0,00 | 1710080,38 | - 1710080,38 |
| 2020 | 16416,57 | 91510,68 | 107927,25 | 0,00 | 23459,12 | 23459,12 | 323960,15 |
| 2021 | 13104,14 | 96504,19 | 109608,33 | 0,00 | 23693,71 | 23693,71 | 326371,18 |
| 2022 | 13336,66 | 112036,51 | 125373,17 | 0,00 | 23930,65 | 23930,65 | 332432,05 |
| 2023 | 13511,24 | 117084,13 | 130595,37 | 0,00 | 24169,95 | 24169,95 | 338541,80 |
| 2024 | 13752,21 | 132671,53 | 146423,74 | 0,00 | 24411,65 | 24411,65 | 344826,68 |
| 2025 | 13997,51 | 137775,22 | 151772,73 | 0,00 | 24655,77 | 24655,77 | 351226,61 |
| 2026 | 14247,23 | 153419,70 | 167666,93 | 0,00 | 24902,33 | 24902,33 | 357743,70 |
| 2027 | 14501,45 | 158581,49 | 173082,94 | 0,00 | 25151,35 | 25151,35 | 364380,07 |
| 2028 | 14760,24 | 174285,13 | 189045,37 | 0,00 | 25402,87 | 25402,87 | 371137,89 |
| 2029 | 15023,68 | 179507,14 | 194530,83 | 0,00 | 25656,89 | 25656,89 | 378019,36 |
| 2030 | 15291,87 | 195272,08 | 210563,95 | 0,00 | 25913,46 | 25913,46 | 385026,72 |
| 2031 | 15564,89 | 200556,50 | 216121,39 | 0,00 | 26172,60 | 26172,60 | 392162,27 |
| 2032 | 15842,82 | 216384,96 | 232227,78 | 0,00 | 26434,32 | 26434,32 | 399428,34 |
| 2033 | 16125,76 | 221734,05 | 237859,81 | 0,00 | 26698,67 | 26698,67 | 406827,29 |
| 2034 | 16413,78 | 237628,35 | 254042,14 | 0,00 | 26965,65 | 26965,65 | 414361,53 |
| 2035 | 16707,00 | 243044,46 | 259751,46 | 0,00 | 27235,31 | 27235,31 | 422033,53 |
| 2036 | 17005,49 | 259006,99 | 276012,48 | 0,00 | 27507,66 | 27507,66 | 429845,78 |
| 2037 | 17309,35 | 264492,55 | 281801,90 | 0,00 | 27782,74 | 27782,74 | 437800,83 |
| 2038 | 17805,04 | 280525,79 | 298330,83 | 0,00 | 28060,57 | 28060,57 | 446087,63 |
| 2039 | 18119,94 | 286083,33 | 304203,27 | 0,00 | 28341,17 | 28341,17 | 454336,10 |
| 2040 | 18440,51 | 302189,84 | 320630,35 | 0,00 | 28624,58 | 28624,58 | 462735,29 |
| 2041 | 18766,85 | 307821,98 | 326588,83 | 0,00 | 28910,83 | 28910,83 | 471287,93 |
| 2042 | 19099,06 | 324004,42 | 343103,48 | 0,00 | 29199,94 | 29199,94 | 479996,81 |
| 2043 | 19437,25 | 329713,86 | 349151,11 | 0,00 | 29491,94 | 29491,94 | 488864,76 |
| 2044 | 19781,53 | 345975,00 | 365756,53 | 0,00 | 29786,86 | 29786,86 | 497894,67 |
| 2045 | 19945,65 | 351764,55 | 371710,20 | 0,00 | 30084,73 | 30084,73 | 506903,12 |
| 2046 | 20302,43 | 368107,24 | 388409,67 | 0,00 | 30385,57 | 30385,57 | 516265,81 |
| 2047 | 20665,64 | 373979,81 | 394645,45 | 0,00 | 30689,43 | 30689,43 | 525799,45 |
| 2048 | 21035,39 | 390407,01 | 411442,40 | 0,00 | 30996,32 | 30996,32 | 535507,12 |
| 2049 | 21411,79 | 396365,62 | 417777,41 | 0,00 | 31306,29 | 31306,29 | 545391,98 |

Elaborado por: Autores

En la Tabla 99 se detalla los indicadores y sus respectivos valores determinados:

Tabla 99: Indicadores económicos

| INDICADOR | VALOR |
|------------------|-----------------|
| VAN proyecto | \$ 569.447,96 |
| VAN beneficios | \$ 1.452.295,84 |
| VAN costos | \$ 882.847,88 |
| TIR | 19% |
| B/C | 1,65 |

Elaborado por: Autores

Por lo tanto, al tener un VAN positivo y su relación B/C mayor a 1 se determina que el proyecto es viable y rentable durante los años de vida útil.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

- Para un periodo de diseño de 15 años en la hora de menor consumo a las 01:00 horas, la presión se encuentra en un rango de 11,23 mH₂O y 41,85 mH₂O, por lo que estas presiones cumplen con lo que establece la norma.
- Para un periodo de diseño de 15 años en la hora de mayor consumo a las 18:00 horas, la presión se encuentra en un rango de 11 mH₂O y 34,89 mH₂O, por lo que estas presiones cumplen con lo que establece la norma.
- Para un periodo de diseño de 25 años en la hora de menor consumo a las 01:00 horas, la presión se encuentra en un rango de 11,22 mH₂O y 41,83 mH₂O, por lo que estas presiones cumplen con lo que establece la norma.
- Para un periodo de diseño de 25 años en la hora de mayor consumo a las 18:00 horas, la presión se encuentra en un rango de 9,81 mH₂O y 30,81 mH₂O, por lo que estas presiones cumplen con lo que establece la norma.
- La red de distribución de agua potable presenta velocidades inferiores a 0,45 m/s en algunos tramos, por lo que se debe colocar válvulas de purga para así poder evitar la sedimentación.
- El caudal con el que fue diseñado la red de distribución es de 3,76 l/s.
- Para determinar la dotación para el diseño de agua potable, se realizó una comparación entre el consumo real medio registrado en la comunidad y la

dotación recomendada por norma, donde se escogió la dotación recomendada por la norma debido a que su valor es más crítico.

- El coeficiente de máximo consumo horario es de 2, ya que según la norma debe encontrarse en el rango de 2-2,3.
- El volumen del tanque de almacenamiento actual de 39,26m³, no satisface las demandas de agua de los usuarios, por lo que se tiene que aumentar una altura de 1,10m total, tomando en cuenta que ya se deja una altura libre de 0,30m.
- Se obtuvo una red de alcantarillado combinado de 6,5 km lineales que cubre un área de 84,5 ha., con diámetros de 400 mm a 1200 mm, con un total de 104 pozos de revisión, al tener una topografía con pendientes moderadas se evita la colocación de pozos de saltos en la red de alcantarillado, y cumplir con velocidades mínimas y máximas que pide la norma vigente.
- Se debe tener en cuenta que al momento de realizar la descarga la topografía presenta pendientes que oscilan entre el 25% por lo que se necesita diseñar pozos de saltos con profundidades entre 6m a 9m.
- Para la red de alcantarillado se determinó un caudal de diseño de 7061,979 l/s para un periodo de diseño de 30 años, de los cuales 7039,70 l/s pertenecen al caudal de diseño pluvial, mientras que el caudal sanitario de diseño es de 22,28l/s.
- Mediante el análisis financiero se puede determinar que el proyecto de los dos sistemas agua potable y alcantarillado es beneficioso para la comunidad ya que la relación beneficio costo es mayor a 1.

7.2 Recomendaciones

- Se recomienda hacer una red independiente para un hidrante céntrico para el caudal contra incendios.
- Se recomienda que, en la etapa de ejecución de este proyecto, se debe seguir los lineamientos propuestos en los planos.
- Si este proyecto se lo realiza en posteriores años, se debe hacer una actualización de precios.
- Se recomienda que después del análisis realizado, ver la opción de diseño de alcantarillado pluvial en algunos sectores de la comunidad para disminuir el caudal combinado.
- Al tener pozos con profundidades muy grandes al momento de la descarga se recomienda realizar estudios de suelos para evitar derrumbes de la misma.
- Al tratarse una comunidad que se dedica a la agricultura y floricultura, se propone que el agua tratada sea reutilizada como agua de riego para a propia comunidad.
- Se debe realizar un mantenimiento adecuado de la planta de tratamiento mensualmente para un buen funcionamiento de esta.

7.3 Bibliografía

- Amador, A., Sánchez-Juny, M., & Dolz, J. (2000). *Diseño hidráulico de aliviaderos escalonados en presas de HCR*. Portugal.
- Chanson, H. (2004). *The hydroaulics of open channel flow: An introduction, Segunda edición*. Australia: British Library.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Colombia: Nomos S. A.
- Del Toro Ávila, N. V. (2013). *Bases y criterios de diseño de canales con flujo escalonado y sujetos a aireación natural*. Quito: Universidad Central Del Ecuador.
- EMAAP-Q. (2009). *Empresa Metropolitana de alcantarillado y agua potable*. Quito.
- Gutiérrez, C. (2014). *Hidrología Básica y Aplicada*. Quito: ABYA YALA.
- Haro Ruiz, P. L., & Jara Vaca, M. (2006). *Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad*. Quito.
- Krochin, S. (1986). *Diseño Hidráulico*. Quito: Editorial de la Escuela Politécnica Nacional.
- PDOT. (2018). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Pedro Moncayo*. Tabacundo.
- PDOT-T. (2011). *Plan de desarrollo y ordenamiento territorial Tabacundo*. Tabacundo: GAD Pedro Moncayo.
- Rocha Felices, A. (2007). *Hidráulica de tuberías y canales Primera Edición*. Perú.
- Romero Rojas, J. A. (2016). *Tratamiento de aguas residuales, Teoría y principios de diseño*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Secretaria del Agua. (2016). *Norma CO 10.7-601 Norma para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes*. Quito.

Sotelo Ávila, G. (1997). *Hidráulica General Volumen 1. Fundamentos*. México: Limusa Grupo Noriega.

7.4 ANEXOS

Los Anexos se encuentran en CD